

Neue Bezeichnung: INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU

DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

ABSCHLUßBERICHT

über das Forschungsvorhaben

"DAS TRAGVERHALTEN SCHLANKER MAUERWERKSPFEILER UNTER
DAUERLAST UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DES KRIECHEINFLUSSES
AUF DEREN STABILITÄT"

vorgelegt von

Dr.-Ing. K.H. Storkebaum

BIBLIOTHEK

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Auftraggeber: Institut für Bautechnik
Berlin
GeschZ. IV/1-5-64/74

Braunschweig, im November 1979

Postsendungen:
Beethovenstraße 52, 3300 Braunschweig
Erfüllungs- und Gerichtstand Braunschweig

Fernsprecher: (05 31) 391 22 61

Fernschreiber: 9 52 606 libet d
Telegrammadresse: MPA Braunschweig

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

Inhaltsverzeichnis

| | Seite |
|---|-------|
| 1. Allgemeines | 1 |
| 2. Versuchsprogramm | 1 |
| 3. Beschreibung der Versuchskörper und Versuchsdurchführung . . . | 3 |
| 3.1. Versuchskörper | 3 |
| 3.2. Belastungseinrichtungen der Lang- und Kurzzeitversuche . . | 3 |
| 3.3. Baustoffe | 4 |
| 3.3.1. Steine | 4 |
| 3.3.2. Mörtel | 4 |
| 3.4. Durchführung der Versuche | 5 |
| 3.4.1. Versuchsablauf | 5 |
| 3.4.2. Meßeinrichtungen | 7 |
| 4. Meßergebnisse | 7 |
| 4.1. Spannungs-Dehnungsbeziehungen an Nebenversuchskörpern unter mittlerer Belastung | 7 |
| 4.2. Schwindverformungen an Nebenversuchskörpern | 10 |
| 4.3. Verformungen der Kurzzeitstützen | 10 |
| 4.3.1. Verformungen, Krümmungen und Bruchverhalten | 10 |
| 4.3.2. Schwindverformungen an Nebenversuchskörpern | 14 |
| 4.3.3. Durchbiegungen als Funktion der Belastung | 14 |
| 4.4. Verformungen der Langzeitstützen | 14 |
| 4.4.1. Elastische Verformungen unter Dauerlast | 14 |
| 4.4.2. Zeitabhängige Verformungen | 15 |
| 4.4.3. Durchbiegungen als Funktion der Belastung | 15 |
| 4.4.4. Durchbiegungen bei Belastung bis zum Bruch | 16 |
| 4.4.5. Verformungen, Krümmungen und Bruchverhalten | 16 |
| 5. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Versuchswerte | 16 |
| 5.1. Vergleich der Traglasten aus den Langzeitversuchen mit denen der Kurzzeitversuche | 16 |
| 5.2. Vergleich der Versuchstraglasten mit rechnerisch ermit- telten Traglasten | 18 |
| 5.3. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Mittendurch- biegungen | 20 |
| 5.4. Näherungsweise Ermittlung der Kriechverformungen | 22 |
| 6. Wertung der Versuchsergebnisse | 23 |
| 6.1. Einfluß der Dauerlast auf die Traglast | 23 |
| 6.2. Übertragbarkeit der Ergebnisse | 25 |
| 6.3. Schlußfolgerung für Traglastermittlung nach der jetzt gültigen DIN 1053 | 25 |
| 6.4. Schlußfolgerungen im Hinblick auf Ingenieurmauerwerk . . . | 26 |
| 7. Zusammenfassung | 26 |

ANHANG

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] DIN 1053, Mauerwerk, Berechnung und Ausführung Ausg. Nov. 1974
- [2] K. Kirtschig, Tragfähigkeit von Mauerwerk bei vertikaler Belastung - Traglastverfahren
- [3] P. Schubert u. Wesche, Verformung und Rißsicherheit im Mauerwerk
abgedruckt im Mauerwerkskalender 1976
- [4] DAfStb, Heft 220
- [5] N. Dimitrov, Festigkeitslehre, BK I, 1974
- [6] K. Kordina u. U. Quast, Bemessung von schlanken Bauteilen - Knicksicherheitsnachweis, BK I, 1978
- [7] H. Rüscher, Vorlesungsumdruck für die Grundvorlesung "Stahlbetonbau", TU München, 1969
- [8] H.J. Irmschler, 4. Int. Mauerwerkskonferenz (IBMC) in Brügge - derzeitige Tendenzen im deutschen Mauerwerksbau, Die Bautechnik, Heft 7, 1977
- [9] P. Schubert u. K.J. Bastgen, Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Mauerwerk bei kurzzeitiger Belastung, Die Bautechnik, Heft 7, 1977
- [10] G. Schellbach, Empfehlungen für die Bemessung und Ausführung von Mauerwerk, Proceedings der 4. IBMC in Brügge, 1976
- [11] K. Pieper u. D. Hage, Wandrisse aus Formänderungen des Mauerwerks und Maßnahmen dagegen, Detail, Heft 1, 1970

Das Tragverhalten schlanker Mauerwerkspfeiler unter Dauerlast unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses auf deren Stabilität

1. Allgemeines

Zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens schlanker Mauerwerkspfeiler unter Dauerlast wurden in den Jahren 1975 bis 1978 am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig sechs Lang- und sechs Kurzzeitversuche mit entsprechenden Nebenversuchen durchgeführt.

Durch die Versuche sollte geklärt werden, inwieweit schlankheitsbedingte Verformungen unter Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen die Traglasten von ausmittig beanspruchten Mauerwerkspfeilern beeinflussen. Gleichzeitig sollte geprüft werden, ob die Versuchsergebnisse mit den z. Zeit nach DIN gültigen Bemessungsansätzen, die den Einfluß einer kriechbedingten Ausmitte nicht berücksichtigen, übereinstimmen.

2. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfaßte 12 Traglastversuche mit den entsprechenden Nebenversuchen. Es war vorgesehen, daß 8 von diesen 12 Pfeilern ungefähr ein halbes Jahr im Klimaraum unter konstanter Dauerlast stehen und dann nach Entlastung und Abwarten der Rückverformung erneut bis zum Bruch belastet werden sollten. Die restlichen 4 Pfeiler sollten zu Vergleichszwecken unter Kurzzeitbelastung geprüft werden. Die Baustoffkennwerte (Steifigkeit sowie Druckfestigkeit des Mörtels und des Mauerwerks nach 28, 90 und 180 Tagen) sollten in Nebenversuchen geprüft werden. Als Hauptparameter waren die bezogene Schlankheit H/d und die bezogene Ausmitte e/d gewählt worden.

Diese Schlankheiten liegen bei einer Grundfläche des Pfeilerquerschnitts von $24 \times 36,5$ cm mit $H/d = 12$ und $H/d = 16$ in einem Bereich, in dem die zulässigen Druckspannungen nach DIN 1053, Tabelle 11, wegen des traglastmindernden Einflusses der Schlankheit stark abgemindert werden [1]. Die Schlankheit $H/d = 16$ über-

schreitet bewußt den Grenzwert $H/d = 14$, ab dem nach DIN 1053 keine planmäßige ausmittige Belastung mehr zugelassen wird.

Bei den bezogenen Ausmitten sollte möglichst die gesamte zulässige Streubreite von der ungewollten Ausmitte ($e/d = 0,05$) bis zu dem für Mauerwerk - wegen Begrenzung der Fugenöffnung bis zur Schwerachse - relativ hohen Wert von $e/d = 0,3$ einbezogen sein. Deshalb wurden zunächst bei $H/d = 12$ die Werte $e/d = 0,05$; $0,15$ und $0,30$, bei $H/d = 16$ nur der Wert $e/d = 0,3$ gewählt.

Nach wenigen Versuchen stellte sich heraus, daß es infolge der großen Streuungen bei vergleichbaren Meßergebnissen günstiger ist, die 12 Versuche in 6 Langzeitversuche mit 6 vergleichbaren Kurzzeitversuchen aufzuteilen. Somit entfielen bei $H/d = 12$ 2 Langzeitversuche mit der Ausmitte $e/d = 0,05$. Auf Grund der ersten Ergebnisse schien es auch nicht sinnvoll, die eigentlich vorgesehene Ausmitte $e/d = 0,15$ beizubehalten. Statt dessen wurde auch für $H/d = 16$ der Wert $e/d = 0,3$ gewählt, da hier der Langzeiteinfluß bei großer Schlankheit am gerissenen Querschnitt untersucht werden kann. Damit ergab sich mit den Hauptparametern H/d und e/d folgender Umfang der Hauptversuche:

| bezogene Schlankheit H/d | Anzahl der Versuche | | |
|-------------------------------|---------------------|--------------|--------------|
| | Ausmitte: | $e/d = 0,05$ | $e/d = 0,30$ |
| 12 | Kurzzeit | - | 2 |
| 12 | Langzeit | - | 2 |
| 16 | Kurzzeit | 2 | 2 |
| 16 | Langzeit | 2 | 2 |

Tabelle 1: Anzahl der Versuche

Es wurde vorgesehen, jeweils in Stützenmitte und in den Viertelpunkten Verformungsmessungen mittels Meßuhren und Setzdehnungsmeßgeräten durchzuführen. Es sollte mit den bisher aus der Literatur bekannten Verformungskenngrößen versucht werden, die hier nur an einer Baustoffkombination (MZ 250, MG IIa) gefundenen Ergebnisse auf andere Mauerwerksarten zu übertragen.

3. Beschreibung der Versuchskörper und Versuchsdurchführung

3.1 Versuchskörper

Die Versuchsstützen (6 Lang- und 6 Kurzzeitpfeiler) besitzen einen Rechteckquerschnitt mit den Maßen $d/b = 24/36,5$ cm ($F = 876$ cm²). Mit den gewählten Schlankheiten ergeben sich bei gelenkiger Lagerung Knicklängen von 3,84 m bzw. 2,88 m (Bilder 1 und 2). Zur ausmittigen Lasteintragung verbreitern sich die Stützen jeweils an ihren Enden auf eine Höhe von 4 Steinschichten voutenartig von 24 auf 36,5 cm.

3.2 Belastungseinrichtungen der Lang- und Kurzzeitversuche

Die Dauerbelastung der Stützen erfolgte im Klimaraum des Instituts (20°C, 65 % Luftfeuchtigkeit) mit Hilfe einer hydraulischen Einrichtung (Bilder 3 und 4), wobei die Lasten gleichzeitig bei 2 Stützen durch den Druck von Preßluftflaschen geregelt und konstant gehalten wurden. Die an ihren Enden mit Stahlplatten (365 x 365 x 40 mm) versehenen Stützen befanden sich in einem geschlossenen System aus Zugstangen, Traversen, Pressen bzw. Druckmeßdosen sowie Stahlplatten (650 x 400 x 40) mit aufgeschweißten Halbrunden.

Bei der Belastungseinrichtung der Kurzzeitversuche (Bild 7) entfallen Traversen und Zugstangen. Die Lukaspressen und die Druckmeßdosen werden durch das Pressenoberhaupt und das Pressenunterhaupt einer 6000 kN M. u. F. Presse ersetzt.

3.3 Baustoffe

3.3.1 Steine

Bei den Versuchen sind Mauerziegel (Voll- und Hochlochziegel) nach DIN 105 im Normalformat verwendet worden. Mit Ausnahme der Steine zu Kurzzeitversuch 3 und 4 haben die verwendeten Ziegel eine Nennfestigkeit von 25 MN/m^2 (K 3 u. 4 35 MN/m^2). Alle erforderlichen Daten sind in Bild 8 zusammengestellt. Die angegebenen Werte sind aus Proben aus jeweils 10 Steinen ermittelt.

3.3.2 Mörtel

Für die Mörtelherstellung wurde Mörtelgruppe II a angestrebt. Die Mörtelzusammensetzung bestand aus Kalkhydrat, Zement und Natursand mit folgenden Schüttdichten:

Weißkalkhydrat $4,08 \text{ N/dm}^3$ (getrocknet)

Portlandzement PZ 350 F $11,78 \text{ N/dm}^3$ (nicht getrocknet)

Sand O/1 $14,02 \text{ N/dm}^3$ (getrocknet)

Die Werte sind jeweils aus 3 Proben gemittelt worden. Es wurden folgende Mischungsverhältnisse auf ihre Eignung überprüft:

- 1) K:Z:S = 1:1:6
- 2) " = 1:0,5:6
- 3) " = 1:0,5:8
- 4) " = 1:0,75:6
- 5) " = 1:0,8:6

Von diesen Verhältnissen wurde Mischung 4 für die Versuche ausgewählt.

Die an 4 x 4 x 16 cm großen Mörtelprismen ermittelten Kennwerte betragen:

Raumgewicht: 18,04 KN/m³
Biegefestigkeit: 1,43 N/mm²
Druckfestigkeit: 4,81 N/mm²

In Tabelle 2 sind die zu den verschiedenen Kurz- und Langzeitversuchen erzielten Mörtelfestigkeiten zusammengestellt. Zu bemerken ist, daß hierbei folgende Lagerungsarten berücksichtigt wurden:

- a) Lagerung 7 Tage feucht und anschließend bis zur Prüfung vor Zugluft geschützt in einem geschlossenen Raum bei einer Lufttemperatur von 15 - 22°C.
- b) Lagerung nach DIN 18 555
- c) Lagerung neben den Mauerwerkspfeilern im Klimaraum (in den ersten 7 Tagen unter feuchten Tüchern).

Bei den Langzeituntersuchungen wurde einheitlich die Lagerungsart c) gewählt.

3.4 Durchführung der Versuche

3.4.1 Versuchsablauf

Die Langzeitstützen wurden in den Versuchsständen unter Zuhilfenahme von Stahlwinkeln gemauert (Bild 6) und nach ~28 Tagen unter Dauerlast gesetzt. Die Dauerlast betrug ~75 % der durch $\gamma = 3,0$ geteilten Kurzzeitbruchlast. Die Dauer der Belastung wurde von den Verformungszuwächsen abhängig gemacht. Sie betrug bei den Langzeitstützen L1 und L2 132, bei L3 und L4 252 und bei L5 und L6 205 Tage. Nach diesen Zeiten wurde entlastet und die Rückverformung abgewartet. Nach 1 bis 2 Tagen wurden die Stützen in mehreren Stufen bis zum Bruch belastet.

Tabelle 2:
Mörtelfestigkeiten

| Tabelle 2: Mörtelfestigkeiten | | M ö r t e l f e s t i g k e i t [MN/m ²] | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|----------------------------|--|------|------|---------------|------|------|---------------|------|------|-----------|-------------------------------|------|------|------|------|--------------------------------|------|------|------|------|---|--|
| Kenn- zeich- nung | zugehörig zu Versuch | nach 28 Tagen Mischung | | | | | | | | | | nach ca. 90 Tagen Mischung | | | | | nach ca. 180 Tagen Mischung | | | | | | |
| | | 1 Lagerung | | | 2 Lagerung | | | 3 Lagerung | | | 4 Lag. | 5 Lag. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| | | a | b | c | a | b | c | a | b | c | c | c | | | | | | | | | | | |
| NM 1 | K I | 4,08 | 3,57 | 4,1 | 4,28 | 3,61 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NM 2 | K II | 4,08 | 3,57 | 4,1 | 4,28 | 3,61 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NM 3 | K V | | 3,70 | 4,96 | | | 4,96 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NM 4 | K VI | | 2,72 | 3,23 | | | 3,23 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NM 5 | K III | | 5,31 | 7,34 | | | | | | 6,16 | | | | | | | | | | | | | |
| NM 6 | K IV | | | | | | 7,14 | | | | 6,27 | | | | | | | | | | | | |
| NM 7 | L I | | 3,87 | 3,95 | | | | | 3,64 | 3,72 | | | 4,19 | | 3,78 | | | 4,25 | | 3,85 | | | |
| NM 8 | L II | | 3,87 | 3,95 | | | | | 3,64 | 3,72 | | | 4,19 | | 3,78 | | | 4,25 | | 3,85 | | | |
| NM 9 | L III | | 4,10 | 4,19 | | | | | 3,85 | 3,68 | | | 4,39 | | 3,68 | | | 4,02 | | 3,50 | | | |
| NM 10 | L IV | | 4,10 | 4,19 | | | | | 3,85 | 3,68 | | | 4,39 | | 3,68 | | | 4,02 | | 3,50 | | | |
| NM 11 | L V | | | 5,33 | | | 5,21 | | | 4,55 | 5,16 | 5,09 | 5,47 | 5,03 | 4,60 | 5,15 | | 4,91 | 4,62 | 4,11 | 5,33 | | |
| NM 12 | L VI | | | 5,33 | | | 5,21 | | | 4,55 | 5,16 | 5,09 | 5,47 | 5,03 | 4,60 | 5,15 | | 4,91 | 4,62 | 4,11 | 5,33 | | |

Lagerung: (a) bis zum 7-Tage-Alter im Feuchtkasten und anschließend bei Normalklima
 (b) nach DIN 18 555, Feuchtelagerung bei 20 °C
 (c) neben den Mauerwerkspfeilern (in den ersten 5 Tagen unter feuchten Tüchern)

Die Stützen L3 und L4 konnten wegen der relativ niedrigen Taglasten in den Langzeitversuchsständen bis zum Bruch belastet werden. Die anderen Stützen wurden mit den schon erwähnten Stahlwinkeln bandagiert (Bild 6), ausgebaut und unter der M. u. F. Presse - wie auch die Kurzzeitstützen - zu Bruchgefahren. Der relativ große Zeitraum für die Durchführung der Versuche ist u. a. damit zu begründen, daß aus Kostengründen große Teile der Belastungskonstruktion sowohl bei den Lang- als auch bei den Kurzzeitpfeilern eingesetzt wurden. So war es nicht möglich, diese Versuche parallel zu fahren.

3.4.2 Meßeinrichtungen

Sowohl unter Dauerlast als auch bei der Belastung bis zum Bruch wurden zu den jeweiligen Laststufen in Pfeilermitte und in den Viertelpunkten folgende Verformungen (Bilder 5 und 7) gemessen:

- a) die Durchbiegungen mittels Meßuhren
- b) Dehnungen und Stauchungen über 2 bis 3 Fugen mit Hilfe von Setzdehnungsmeßgeräten (Meßlänge 200 mm).
- c) Dehnungen und Stauchungen der Steine mit Hilfe von Pfendern (Meßlänge 50 mm) bei einigen Versuchen

4. Meßergebnisse

4.1 Spannungs-Dehnungsbeziehungen an Nebenversuchskörpern unter mittiger Belastung

Für rechnerische Vergleichsuntersuchungen ist es bei Langzeitversuchen mit unterschiedlichen Ziegelgüten und verschiedenen Mörtelmischungen sehr wichtig, die Spannungs-Dehnungsbeziehungen unter mittiger Belastung zu kennen. Parallel zu den Kurz- bzw. Langzeitversuchen wurden deshalb die Arbeitslinien von 9 Kurzzeitnebenversuchskörpern (NA-Gruppe) und 8 Langzeitnebenversuchskörpern (NAS-Gruppe) ermittelt. Die jeweiligen Bruchlasten sind in den Tabellen 3 und 4 zusammengestellt. An den unter gleichen Bedingungen hergestellten Probekörpern mit den Abmessungen Höhe/Breite/Dicke = 0,50/0,365/0,24 [m] kann durch Vergleich der Kurzzeit- und Langzeitbruchlasten der Einfluß der Mauerwerksnacherhärtung festgestellt werden.

| Nr. | Bezeichnung des Nebenversuchskörpers | Ziegelart siehe Bild Nr.8 | Mörtel- mischung | Mörtel- bezeichnung s. Tab. 2 | gemauert am | Bruchversuch am: | Belastungs- alter [Tage] | Bruchlast P_u [kN] | Bruchspannung σ_u [MN/m ²] |
|-----|---|---------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-------------|---------------------|--------------------------------|----------------------------|---|
| 1 | NA 1 | A | 5 | NM 7/8 | 22.12.1976 | 17.01.1977 | 26 | 862 | 9,84 |
| 2 | NA 2 | A | 5 | NM 7/8 | 22.12.1976 | 17.01.1977 | 26 | 1014 | 11,58 |
| 3 | NA 3 | A | 4 | NM 9/10 | 10.12.1975 | 06.01.1976 | 27 | 898 | 10,25 |
| 4 | NA 4 | A | 4 | NM 9/10 | 10.12.1975 | 06.01.1976 | 27 | 1030 | 11,76 |
| 5 | NA 5 | A | 4 | NM 9/10 | 10.12.1975 | 06.01.1976 | 27 | 956 | 10,91 |
| 6 | NA 6 | B | 5 | NM 11/12 | 22.12.1976 | 17.01.1977 | 26 | 1200 | 13,70 |
| 7 | NA 7 | B | 5 | NM 11/12 | 22.12.1976 | 17.01.1977 | 26 | 1220 | 13,93 |
| 8 | NA 8 | C | 5 | NM 5/6 | 19.01.1978 | 17.02.1978 | 29 | 1400 | 15,98 |
| 9 | NA 9 | C | 5 | NM 5/6 | 19.01.1978 | 17.02.1978 | 29 | 1530 | 17,47 |

Tabelle 3: Bruchlasten der Nebenversuchskörper NA 1 bis NA 9 bei mittiger Belastung
(Abmessungen H/B/D = 0,50/0,365/0,24 [m]), s. hierzu auch die Bilder Nr. 12, 13, 14

| Nr. | Bezeichnung des Nebenver- suchskörpers | Ziegelart siehe Bild Nr.8 | Mörtel- mischung s. 3.3.2 | gemauert am | Bruchversuch am: | Belastungs- alter [Tage] | Bruchlast P_u [kN] | Bruchspannung σ_u [MN/m ²] |
|-----|--|---------------------------------|---------------------------------|-------------|---------------------|--------------------------------|----------------------------|---|
| 10 | NAS 1 | A | 4 | 02.06.1975 | 21.11.1975 | 173 | 1565 | 17,86 |
| 11 | NAS 2 | A | 4 | 02.06.1975 | 21.11.1975 | 173 | 1609 | 18,37 |
| 12 | NAS 3 | A | 4 | 22.12.1976 | 22.08.1977 | 237 | 1400 | 15,98 |
| 13 | NAS 4 | A | 4 | 22.12.1976 | 22.08.1977 | 237 | 1080 | 12,33 |
| 14 | NAS 5 | A | 4 | 10.12.1975 | 15.09.1976 | 280 | 1482 | 16,92 |
| 15 | NAS 6 | A | 4 | 10.12.1975 | 15.09.1976 | 280 | 1640 | 18,72 |
| 16 | NAS 7 | B | 4 | 22.12.1976 | 22.08.1977 | 237 | 1595 | 18,21 |
| 17 | NAS 8 | B | 4 | 22.12.1976 | 22.08.1977 | 237 | 1800 | 20,55 |

Tabelle 4: Bruchlasten der Nebenversuchskörper NAS 1 bis NAS 8 bei mittiger Belastung
(Abmessung H/B/D = 0,50/0,365/0,24 [m]), s. hierzu auch die Bilder Nr. 15, 16 und 17.

In den Bildern 12 bis 17 sind die Arbeitslinien unter Angabe der Ziegelart und des Belastungsalters aufgetragen. Für Nachrechnungen der Versuchsstützen mit den in [2] angegebenen Verfahren sind gleichzeitig die auf die Bruchspannung β bezogenen Spannungswerte in Abhängigkeit von der Stauchung ϵ aufgezeichnet. Hierbei ist α nach [2] wie folgt definiert:

$$\alpha = \frac{E}{4 \cdot \beta}$$

E = Elastizitätsmodul im Ursprung (Tangentenmodul)

Oberhalb des letzten Meßwertes sind die geschätzten Verläufe gestrichelt eingezeichnet. Nachrechnungen mit diesen σ - ϵ -Beziehungen sind in Abschn. 5. zu finden.

4.2 Schwindverformungen an Nebenversuchskörpern

Die zur Ermittlung der Arbeitslinien benötigten Nebenversuchskörper NAS 1 bis NAS 8 wurden vor dem Aufbringen der Belastung zu Schwindverformungsmessungen herangezogen. Entsprechende Messungen an Nebenversuchskriechkörpern waren aus betrieblichen und finanziellen Gründen leider nicht möglich. Die sowohl über 2 als auch über 3 Fugen gemessenen Schwindverformungen sind in den Bildern 9 bis 11 in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Der in [3] in der Tabelle 1 angegebene Wert von $\epsilon = \pm 0,1 \%$ für Schwinden und Quellen bei Mauerwerk aus Ziegeln wird durch diese Messungen bestätigt.

4.3 Verformungen der Kurzzeitstützen

4.3.1 Verformungen, Krümmungen und Bruchverhalten

Die Dehnungen und Stauchungen der zu den Langzeitversuchen zugehörigen Kurzzeitstützen in Pfeilermitte und in den jeweiligen Viertelpunkten sind als Funktion der Belastung in den Bildern 18 bis 23 aufgetragen. Die Lage der Meßpunkte ist Bild 5 zu entnehmen. Es liegen folgende Parameter vor:

| | | |
|-----------|----------|------------|
| K 1, K 2: | H/d = 16 | e/d = 0,05 |
| K 3, K 4: | H/d = 16 | e/d = 0,30 |
| K 5, K 6: | H/d = 12 | e/d = 0,30 |

| Vers. | gemauert am: | Bruchversuch am: | Belastungs- alter [Tage] | Knicklänge H in [m] b/d=0,365/ 0,24 | Bezogene Schlank- heit h/d | Bezogene Ausmitte e/d | Ziegelsorte u. Druckfe- stigkeit [MN/m ²] | Mörtel- festig- keiten min max [MN/m ²] | zugehö- rige Ar- beitsli- nie s. Tab.2 n. Bild 12/14 | E-Moduli [MN/m ²] E _{max} E _{min} | $\sigma_u = \beta$ [MN/m ²] max min | gemessene Bruchlast der Stütze P _u [kN] |
|-------|-----------------|---------------------|--------------------------------|--|-------------------------------------|-----------------------------|--|--|---|--|--|--|
| K 1 | 05.03.75 | 08.04.1975 | 34 | 3,84 | 16 | 0,05 | A 24,7 | 3,57 % 4,28 | NA 1 und NA 2 | 9149 | 11,58 | 450 |
| K 2 | 06.03.75 | 11.04.1975 | 36 | 3,84 | 16 | 0,05 | A 24,7 | 3,57 % 4,28 | | 8239 | 9,84 | 680 |
| K 3 | 19.01.78 | 16.02.1978 | 28 | 3,84 | 16 | 0,30 | C 40,4 | 5,31 % 7,34 | NA 8 und NA 9 | 16.968 | 17,47 | 344 |
| K 4 | 23.01.78 | 20.02.1978 | 28 | 3,84 | 16 | 0,30 | C 40,4 | 6,27 % 7,14 | | 14.175 | 15,98 | 334 |
| K 5 | 28.09.76 | 26.10.1976 | 28 | 2,88 | 12 | 0,30 | A 24,7 | 3,70 % 4,96 | NA 1 und NA 2 | 9149 | 11,58 | 219 |
| K 6 | 29.09.76 | 27.10.1976 | 28 | 2,88 | 12 | 0,30 | A 24,7 | 2,72 % 3,23 | | 6239 | 7,84 | 200 |

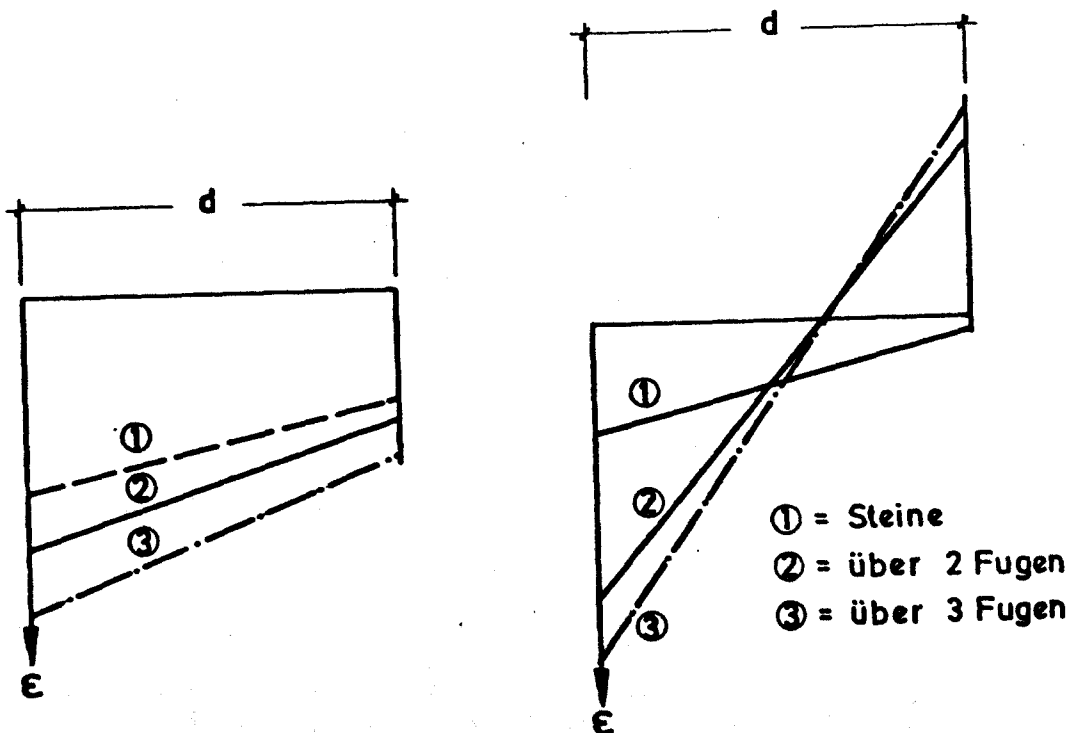
Tabelle 5: Zusammenstellung der Kurzzeitversuchsdaten

Die für Nachrechnungen erforderlichen Daten sind Tabelle 5 zu entnehmen.

Generell wurde bei einer Meßlänge von $l = 200$ mm über 2 Fugen gemessen. Bei den ersten Kurz- und Langzeitversuchen wurden in Pfeilermitte zusätzliche Vergleichsmessungen über 3 Fugen bei gleicher Meßlänge sowie Messungen an den Steinen über eine Länge von 50 mm durchgeführt, die später aus finanziellen Gründen weggelassen wurden.

Auf der rechten Seite der Bilder ist zu den einzelnen Meßpunkten jeweils der linear angenommene Dehnungsverlauf über die Querschnittsdicke d aufgetragen. Die Bruchstauchungen liegen mit einer Ausnahme im Bereich $\epsilon = -1,5$ bis $\epsilon = -2,0$ ‰. Nur bei K 6 war im Bruchzustand eine starke Einschnürung der Druckzone über $d/2$ hinaus festzustellen (Bild 23).

Die in nachfolgender Skizze beispielhaft wiedergegebenen Dehnungsverläufe in Pfeilermitte für eine Belastung mit kleiner bzw. großer Ausmitte verdeutlichen das unterschiedliche Verformungsverhalten von Mörtel und Stein:



| Ver- such | gemauert am | Dauerlast [KN] belastet am: | Belastungs- alter b.Be- ginn b.Dau- erlast Tage Bruchvers. am: | Zeitraum der Dauerbe- lastung Tage | Knicklänge m Bezogene Schlankheit h/d | bezogene Ausmitte e/d | Ziegel- sorte u. Druckfe- stigkeit [MN/m ²] | Mörtelfe- stigkeiten s. Tab. 2 min max [MN/m ²] | zugehö- rige Ar- beitsli- nien s. Tab.2 n. Bild 12 bis 17 | aus d.Arbeitslin. E-Moduli [MN/m ²] E _{max} E _{min} | $\sigma_u = \beta$ [MN/m ²] σ_{max} σ_{min} | gemessene Bruchlast d.Stütze P _u [KN] |
|--------------|----------------|--------------------------------------|--|--|---|-----------------------------|---|--|---|---|--|--|
| L 1 | 28.5.1975 | 120 27.6.1975 | 30 12.11.1975 | 132 | 3,84 16 | 0,05 | A 24,7 | 3,64 | NA 1 NA 2 NAS 1 | 9149 | 18,37 | 900 |
| L 2 | 29.5.1975 | 120 27.6.1975 | 29 13.11.1975 | 132 | 3,84 16 | 0,05 | A 24,7 | 4,25 | NAS 2 NAS 3 NAS 4 | 7691 | 9,84 | 540 |
| L 3 | 9.12.1975 | 60 7.1.1976 | 29 15.9.1976 | 252 | 3,84 16 | 0,30 | A 24,7 | 3,50 | NA 3 NA 4 NA 5 | 7333 | 18,72 | 150 |
| L 4 | 10.12.1975 | 60 7.1.1976 | 28 16.9.1976 | 252 | 3,84 16 | 0,30 | A 24,7 | 4,39 | NAS 5 NAS 6 | 6313 | 10,25 | 192 |
| L 5 | 21.12.1976 | 70 18.1.1977 | 29 15.8.1977 | 205 | 2,88 12 | 0,30 | B 32,2 | 4,11 | NA 6 NA 7 | 12 199 | 20,55 | 404 |
| L 6 | 22.12.1976 | 70 18.1.1977 | 28 16.8.1977 | 205 | 2,88 12 | 0,30 | B 32,2 | 5,33 | NAS 7 NAS 8 | 10 851 | 13,70 | 497 |

Tabelle 6: Zusammenstellung der Langzeitversuchsdaten

Der kennzeichnende Dehnungszustand für die vorliegenden Mauerwerkspfeiler dürfte in etwa jeweils zwischen den Linien ② und ③ liegen.

Entsprechend den gewählten Ausmitten bleibt bei K 1 und K 2 der Querschnitt voll überdrückt, während bei K 3 bis K 6 der Querschnitt bis in den Bereich $d/3$ bzw. $d/2$ aufreißt. Das Versagen setzt bei K 1 und K 2 an den Pfeilerköpfen (lotrechte Risse), bei K 5 und K 6 in Pfeilermitte und in den Viertelpunkten (überwiegend waagerechte Risse in den Lagerfugen mit Abplatzungen) ein. K 3 erreicht die Bruchlast mit einem waagerechten Riß in $H/2$ ohne Abplatzungen. K 4 zeigt überwiegend waagerechte Risse in der oberen Pfeilerhälfte mit vereinzelten lotrechten Rissen in den Steinen.

4.3.2 Durchbiegungen über die Säulenlängen bei Belastung bis zum Bruch

Die bei den jeweiligen Laststufen gemessenen Durchbiegungen der Kurzzeitstützen sind im Bild 24 über die Längen aufgetragen. Die gestrichelt gezeichneten Kurven bei der jeweiligen Bruchlast sind die - anhand der in den Bildern 25 bis 27 wiedergegebene Beziehungen - geschätzten Endwerte der Durchbiegungen.

4.3.3 Durchbiegungen als Funktion der Belastung

Diese Beziehungen verdeutlichen die bei Mauerwerksbauteilen nicht zu vermeidenden Abweichungen in der Höhe der Bruchlasten und in der Größe der Durchbiegungen bei je zwei gleichzeitig hergestellten Stützen mit gleichen Parametern. Während bei den Stützen K 1, K 2, K 5 und K 6 ein Materialversagen vorliegt, deuten die Kurven von K 3 und K 4 in Bild 26 auf ein Stabilitätsversagen infolge von zu groß anwachsenden Verformungen hin.

4.4 Verformungen der Langzeitstützen

4.4.1 Elastische Verformungen unter Dauerlast

Die gemessenen Verformungen unter der für die Stützenpaare jeweils unterschiedlich gewählten Dauerlast sind in den Bildern 28 bis 33 in Abhängigkeit von der Last aufgetragen. Bei den rechnerischen Untersuchungen im Abschn. 5 wird bei den Durchbiegungen der Stützen L 1 und L 2 eine - bei den weiteren Versuchen korrigierte -

Nachgiebigkeit der Belastungskonstruktion bis zur Laststufe $P = 40 \text{ KN}$ bzw. $P = 8 \text{ KN}$. zu berücksichtigen sein.

Alle zur Nachrechnung erforderlichen Daten für die Langzeitpfeiler sind in Tabelle 6 zusammengetragen.

4.4.2 Zeitabhängige Verformungen

Die zeitabhängigen Verformungen unter Dauerlast (Bilder 34 bis 45) sind bei den jeweiligen Stützenpaaren recht unterschiedlich. So konnten die Stützen L 1 und L 2 bereits nach 132 Tagen entlastet werden. Der Hauptanteil des Verformungszuwachses trat in den ersten Stunden nach der Wiederbelastung ein. Im Mittel über alle Meßstellen betrug der Zuwachs bei L 1 und L 2

$\sim 50 \%$. Unter der Annahme, daß $\varphi_{132} \sim \varphi_{\infty}$, kann man damit aus

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} (1 + \varphi)$$

bei diesen Stützen den Wert $\varphi = 0,5$ ermitteln.

Bei der Serie L 3 und L 4 ist der Zuwachs in den ersten Stunden ebenfalls groß; die wesentliche Zunahme erstreckt sich aber fast über die gesamte Belastungsdauer von 240 Tagen ($\varphi_{252} \sim \varphi_{\infty}$) und ist mit 100% ($\varphi \sim 1,0$) doppelt so groß wie bei L 1 und L 2.

Die Verformungen der Stützen L 5 und L 6 nehmen abgesehen von den Anfangsverformungen nahezu kontinuierlich bis zur Entlastung nach 205 Tagen zu. Bei einem Verformungszuwachs von $\sim 70 \%$ beträgt $\varphi \sim 0,7$ ($\varphi_{205} \sim \varphi_{\infty}$).

4.4.3 Durchbiegungen als Funktion der Belastung

Auch hier sind - insbesondere bei den Stützen L 1 und L 2 - Abweichungen in der Höhe der vergleichbaren Bruchlasten festzustellen. Die Verformungen der jeweils zusammengehörenden Stützen stimmen größenordnungsmäßig recht gut überein. Das Verformungsverhalten der Stützen L 1 und L 2 deutet auf Materialversagen, das der Stützen L 3 und L 4 läßt auf Stabilitätsversagen schließen. Die Stützen L 5 und L 6 liegen dagegen im Übergangsbereich dieser beiden unterschiedlichen Versagensarten.

4.4.4 Durchbiegungen bei Belastung bis zum Bruch

Für die gemessenen Durchbiegungen der Langzeitstützen gilt das in Abschn. 4.3.2 für die Verformungen der Kurzzeitstützen gesagte.

4.4.5 Verformungen, Krümmungen und Bruchverhalten

Die Dehnungen und Stauchungen der Langzeitstützen in den jeweiligen Meßpunkten sind als Funktion der Belastung in den Bildern 50 bis 54 aufgetragen. Die Bruchstauchungen lagen zwischen $\epsilon = -2,0\%$ und $\epsilon = -3,0\%$ (L 1, L 2, L 5 und L 6) während bei L 3 und L 4 das Material nicht ausgenutzt ist ($\epsilon \sim -1,0\%$). Das Versagen beginnt bei L 3 und L 4 mit Rißbildung in den Fugen in Stützenmitte, wobei später auch die Steine der entsprechenden Druckseite zerstört werden.

Bei L 1 und L 2 treten Risse erst relativ spät auf. Trotz einzelner Rißbildung am Stützenkopf bzw. -fuß versagen die Stützen durch Erreichen der Bruchstauchungen in Pfeilermitte. Kennzeichnend für die Stützen L 5 und L 6 sind die relativ früh auftretenden Risse in den Lagerfugen sowohl in Feldmitte als auch in den Viertelpunkten ohne Abplatzererscheinungen bei den Steinen. Kurz vor Erreichen der Bruchlast wurden bei dieser Serie auch vereinzelt lotrechte Risse in den Steinen festgestellt.

5. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Versuchswerte

5.1 Vergleich der Traglasten aus den Langzeitversuchen mit denen der Kurzzeitversuche

Die gemessenen Werte aus den zusammengehörenden Versuchen sind zur Bestimmung des Traglastverlustes infolge Dauerbelastung nicht direkt vergleichbar, da die Stein- und die Mörtelfestigkeiten - und somit die Mauerwerksfestigkeiten - nicht mit ausreichender Genauigkeit übereinstimmen. Die unterschiedlichen Festigkeiten können ausgeglichen werden, indem man die Traglasten der Kurzzeitpfeiler auf die Ausgangsfestigkeiten der Langzeitpfeiler umrechnet. In Tabelle 7 sind die gemessenen und die für den Vergleich

um gerechneten Traglasten der Kurzzeitpfeiler denen der Langzeitpfeiler gegenübergestellt (Spalte 4 und 5). Bei einzelnen Werten ist wegen offensichtlicher Ausreißer beim Versuch nur ein Wert herangezogen worden. Hierdurch ist nur bei den Stützen L 3/L 4 ein Traglastabfall von $\sim 23 \%$ zu verzeichnen. Bezüglich des für die Traglast günstigen Einflusses der Nacherhärtung können die parallel zu den Versuchen hergestellten Nebenversuchskörper NA und NAS verglichen werden. Ihre unter mittlerer Belastung erzielten Bruchlasten unterscheiden sich nur durch den Faktor Zeit. Läßt man theoretisch die Nacherhärtung außer acht, so kann als Ergebnis (Vergleich der Spalten 4 und 6) festgestellt werden, daß außer bei den Stützen L 5/L 6 ein rechnerischer Traglastabfall infolge Dauerbelastung von $\sim 25 \%$ bei L 1/L 2 bzw. $\sim 50 \%$ bei L 3/L 4 zu verzeichnen ist. Die Traglasten der Stützen L 5/ L 6 weisen dagegen bei dem so geführten Vergleich sogar eine geringe Traglaststeigerung auf.

| Schlankheit H/d Ausmitte e/d | Kurzzeitstützen | | | Langzeitstützen | | | |
|---------------------------------------|-----------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------|-----|-------------------------|-------------|
| | Bezeichnung | gemessene Traglasten kN | vergleichb. Traglasten kN | | | gemessene Traglasten | Bezeichnung |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 16 | K1 | 450 | 554 | 720 | 426 | 900 | L1 |
| 0,05 | K2 | 680 | | | | 540 | L2 |
| 16 | K3 | 344 | 222 | 171 | 106 | 150 | L3 |
| 0,30 | K4 | 334 | | | | 192 | L4 |
| 12 | K5 | 219 | 271 | 404 | 288 | 404 | L5 |
| 0,30 | K6 | 200 | | | | 497 | L6 |

Tabelle 7: Traglastenvergleich Kurz-/Langzeitpfeiler

Auf den hier durchgeführten Vergleich wird in Abschnitt 6.1 noch weiter eingegangen.

5.2 Vergleich der Versuchstraglasten mit rechnerisch ermittelten Traglasten

Da das Trag- und Verformungsverhalten von Mauerwerk unter ausmittiger Belastung bisher noch nicht hinreichend geklärt ist bzw. durch eine ausreichende Anzahl von Versuchen abgesichert ist, hat man sich bisher wenig mit rechnerischen Verfahren zur Traglastermittlung befaßt. So gibt es nur wenige Verfahren, die sich zur Nachrechnung der Versuche eignen. Hier wird nach [2] versucht, die Traglasten der Versuchsstützen anhand der durch Nebenversuche ermittelten Materialkenngrößen auf rechnerische Weise zu bestimmen. Die Anwendung des Verfahrens, bei dem bei beliebiger Schlankheit und vorgegebener Ausmitte die Bruchlast bestimmt werden kann, setzt voraus, daß die Spannungs-Dehnungslinie des Mauerwerks bekannt ist (s. Abschn. 4.1). Es wird dann folgender Zusammenhang zwischen den Dehnungen ϵ und den Spannung σ angenommen (Parabel-Rechteck):

$$\sigma = E \cdot \epsilon - \frac{E^2}{4 \cdot \beta} \cdot \epsilon^2$$

E u. β sind in Abschnitt 4.1 erläutert. Weiterhin wird ein linearer Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Druckfestigkeit β angenommen.

Die nach diesem Verfahren ermittelten rechnerischen Bruchlasten $P_{U,R}$ sind für die Kurzzeitversuche in Tabelle 8 und für die Langzeitversuche in Tabelle 9 zusammengestellt. Hierfür sind aus den σ - ϵ -Beziehungen mini- und maximale Druckfestigkeitswerte β sowie E-Moduli verwendet worden, um die rechnerischen Grenzwerte $P_{U,R}$ (s. drittletzte Spalte) zu erhalten. Gleichzeitig sind die der Nennfestigkeit der Steine und des Mörtels zugeordneten zulässigen Lasten P_{zul} nach DIN 1053 in der vorletzten Spalte eingetragen. Die letzte Spalte der Tabellen enthält die im Versuche gemessenen Traglasten $P_{U,V}$.

Die Übereinstimmung ist bei K1, K2, K5, K6 sowie L1 und L2 zufriedenstellend. Bei den übrigen Stützen sind die Abweichungen relativ groß. Allgemein liegen die rechnerischen Werte niedriger als die im Versuch ermittelten.

| Bezeichnung | H/d | e/d | Druck- festigkeit β_{\min}^{\max} [MN/m ²] | E-Modul max min [MN/m ²] | $\alpha = \frac{E}{4 \cdot \beta}$ | $10^4 \cdot K$ | $P_{U,R} =$ $K \cdot E \cdot F$ [kN] | P_{zul} DIN 1053 [kN] | $P_{U,V}$ Versuch [kN] |
|-------------|-----|------|---|---|------------------------------------|----------------|--|----------------------------------|------------------------------|
| K1, K2 | 16 | 0,05 | 9,84 | 9149 | 232 | 6,72 | 539 | 53 | 450 u. 680 |
| | | | 11,58 | 8289 | 179 | 8,55 | 621 | | |
| K3, K4 | 16 | 0,30 | 15,98 | 16968 | 266 | 1,61 | 239 | 70 | 344 u. 334 |
| | | | 17,47 | 14175 | 203 | 1,74 | 216 | | |
| K5, K6 | 12 | 0,30 | 9,84 | 9149 | 232 | 2,39 | 192 | 114 | 219 u. 200 |
| | | | 11,58 | 8289 | 179 | 2,61 | 190 | | |

Tabelle 8: Nachrechnung der Kurzzeitversuche

| Bezeichnung | H/d | e/d | Druck- festigkeit β_{\min}^{\max} [MN/m ²] | E-Modul max min [MN/m ²] | $\alpha = \frac{E}{4 \cdot \beta}$ | $10^4 \cdot K$ | $P_{U,R} =$ $K \cdot E \cdot F$ [kN] | P_{zul} DIN 1053 [kN] | $P_{U,V}$ Versuch [kN] |
|-------------|-----|------|---|---|------------------------------------|----------------|--|----------------------------------|------------------------------|
| L1, L2 | 16 | 0,05 | 9,84 | 9149 | 232 | 6,72 | 538 | 53 | 900 u. 540 |
| | | | 18,37 | 7691 | 105 | 11,75 | 792 | | |
| L3, L4 | 16 | 0,30 | 10,25 | 6313 | 154 | 1,82 | 101 | 53 | 150 u. 192 |
| | | | 18,72 | 7333 | 98 | 1,91 | 123 | | |
| L5, L6 | 12 | 0,30 | 13,70 | 10851 | 198 | 2,54 | 241 | 114 | 404 u. 497 |
| | | | 20,55 | 12199 | 148 | 2,79 | 293 | | |

Tabelle 9: Nachrechnung der Langzeitversuche

5.3 Rechnerische Überprüfung der gemessenen Mittendurchbiegungen

Die gemessenen Verformungen werden bei der Laststufe $P_u/2$ überprüft. Dabei werden aus den Dehnungen die Krümmungen ermittelt, so daß anhand einer für Stahlbetondruckglieder verwendeten Näherungsformel [4] unter Einbeziehung der Angangsausmitte e_e (Lastausmitte) die Mittendurchbiegungen e_m berechnet werden können:

$$e_m = \frac{s^2}{10} \left(K_m + \frac{K_e}{4} \right) + e_e$$

K_m = Krümmung in Pfeilermittle

K_e = Krümmung an den Lasteinleitungsstellen.

Die Anwendung der Formel setzt einen parabelförmigen Krümmungsverlauf voraus. Die Ergebnisse dieser Rechnungen für $P_u/2$ sind Tabelle 10 zu entnehmen. Bei den Langzeitstützen ist die bleibende Verformung e_k aus der Dauerbelastung zusätzlich zu berücksichtigen. Wegen des Ausfalls einiger Meßwerte, mußten bei den Stützen L 3 und L 4 einzelne Ausgangswerte geschätzt werden. Die Gegenüberstellung der auf diese Weise rechnerisch und der versuchsmäßig ermittelten Verformungen $e_{m,1}$ bzw. e_m ist in der linken Hälfte der Tabelle durchgeführt. In der rechten Hälfte sind weitere über die Ermittlung von Ersatzsteifigkeiten gewonnenen Ausmitten $e_{m,2}$ eingetragen. Hierbei wurden die Ersatzsteifigkeiten $(EI)_{ers}$ aus der Beziehung

$$(EI)_{ers} = \frac{\int_0^l M(x) dx}{\int_0^l K(x) dx}$$

ermittelt. Die Beziehung für die Mittendurchbiegung e_m unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung lautet dann z. B. nach [5]

$$e_m = e_e \cdot \frac{1}{\cos \frac{\varphi}{2}}$$

$$\varphi = l \cdot \frac{P}{(EI)_{ers}}$$

| Bezeichnung | $0,5 \cdot P_u$ kN | $10^{-3} \cdot K_o$ 1/m | $10^{-3} \cdot K_m$ 1/m | $10^{-3} \cdot K_u$ 1/m | $10^{-3} \cdot K_e$ 1/m | e_{m1} rechn. cm | e_m gemessen cm | EI kN·m ² | ψ | e_{m2} rechn. cm |
|-------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------|--------|--------------------------|
| K1 | 225 | 1,17 | 1,46 | 0,42 | 0,18 | 1,42 | 1,37 | 3392 | 0,989 | 1,36 |
| K2 | 340 | 1,00 | 1,25 | 1,04 | 0,81 | 1,41 | 1,45 | 4495 | 1,056 | 1,39 |
| K3 | 172 | 2,54 | 2,71 | 2,79 | 2,62 | 7,70 | 7,72 | 4866 | 0,722 | 7,77 |
| K4 | 167 | 2,79 | 4,25 | 3,21 | 1,85 | 7,90 | 7,86 | 4174 | 0,763 | 7,76 |
| K5 | 110 | 3,12 | 2,12 | 2,79 | 3,79 | 7,45 | 7,48 | 1906 | 0,692 | 7,65 |
| K6 | 100 | 2,79 | 2,50 | 1,62 | 1,91 | 7,45 | 7,50 | 3355 | 0,497 | 7,43 |
| L1 | 450 | 2,71 | 1,83 | 1,12 | 1,99 | 1,54 | 1,47 | 3075 | 1,469 | 1,62 |
| L2 | 270 | 1,38 | 2,92 | 3,58 | 2,08 | 1,71 | 1,47 | 1496 | 1,631 | 1,75 |
| L3 | 75 | 2,12 | 3,17 | 2,12 | 1,06 | 7,71 | 7,77 | 2975 | 0,610 | 7,55 |
| L4 | 96 | 2,54 | 3,04 | 2,54 | 2,04 | 7,72 | 7,68 | 2837 | 0,706 | 7,67 |
| L5 | 202 | 5,79 | 3,38 | 5,04 | 7,45 | 7,63 | 7,57 | 2753 | 0,776 | 7,78 |
| L6 | 248 | 3,67 | 5,25 | 3,71 | 2,13 | 7,68 | 7,61 | 4705 | 0,639 | 7,58 |

Tabelle 10: Rechn. Überprüfung der Ausmitten in Stützenmitte

Für ℓ ist die Stützenlänge H einzusetzen. Eine zusätzliche Kriechausmitte e_K bei der Anfangsausmitte e_e wurde für die Langzeitstützen zunächst nicht berücksichtigt (s. hierzu Abschn. 5.4). Die Übereinstimmung der gemessenen mit den rechnerisch ermittelten Verformungen ist zufriedenstellend.

5.4 Näherungsweise Ermittlung der Kriechverformungen

Es wurde versucht, die infolge der Dauerbelastung auftretenden zusätzlichen Durchbiegungen mit Hilfe eines Näherungsansatzes rechnerisch zu ermitteln. Dabei zeigte es sich, daß diese Verformungen mit den Ansätzen von Dischinger für Stahlbetondurckglieder einigermaßen zutreffend zu ermitteln sind. Nach [6] wird folgender Ansatz gewählt:

$$e_K \approx (e_\varphi + e_u) \cdot \left[e^{\frac{\varphi}{\nu-1}} - 1 \right]$$

$$e_\varphi = \text{Kriechausmitte} = M / N$$

$$e_u = \text{ungewollte Ausmitte}$$

$$\nu = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{\text{ers}}}{H^2 \cdot N_\varphi}$$

Der Wert e_u wird für Mauerwerksdruckglieder noch zu bestimmen sein. In erster Näherung wird hier der im Stahlbetonbau übliche Wert von

$$e_u = H/300$$

in Ansatz gebracht. Die nach der obigen Formel mit gemittelten Steifigkeiten $(EI)_{\text{ers}}$ (s. Tabelle 10) und den tatsächlichen φ -Werten (s. Abschn. 4.4.2) berechneten Kriechverformungen e_K sind in der linken Hälfte der Tabelle 11 eingetragen. In der rechten Hälfte der Tabelle werden die Kriechverformungen mit der in [3] angegebenen mittleren Kriechzahl $\varphi = 0,75$ und einem mittleren Verformungsmodul $E_v = 7000 \text{ MN/m}^2$ berechnet. Zu bemerken ist, daß mit Ausnahme der Stützen L 3/L 4 der volle Steifigkeitswert $E_v \cdot I$ mit $I = b \cdot d^3/12$ angesetzt werden kann. Bei den Pfeilern

| Be- zeich- nung | e_{γ} [m] | e_{γ} = $H/300$ [cm] | N_{γ} [kN] | φ | EI Versuch [kN·m ²] | $e_{K,R1}$ [cm] | φ nach DIN 1053 | $\alpha; EI$ E nach DIN 1053 [kN·m ²] | $e_{K,R2}$ [cm] | $e_{K,v}$ Versuch [cm] |
|-----------------------|---------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------|---------------------------------------|--------------------|----------------------------------|---|--------------------|------------------------------|
| L1 | 1,20 | 1,28 | 120 | 0,5 | 2286 | 0,11 | 0,75 | $\alpha=1,0$ 2943 | 0,12 | 0,07 |
| L2 | | | | | | | | | | 0,09 |
| L3 | 7,20 | 1,28 | 60 | 1,0 | 2906 | 0,27 | 0,75 | $\alpha=0,5$ 1472 | 0,42 | 0,40 |
| L4 | | | | | | | | | | 0,29 |
| L5 | 7,20 | 0,96 | 70 | 0,7 | 3729 | 0,09 | 0,75 | $\alpha=10$ 2943 | 0,12 | 0,08 |
| L6 | | | | | | | | | | 0,07 |

Tabelle 11: Rechnerische Überprüfung der Kriech-
verformungen

L3/L4 mußte die Steifigkeit (EI)_{ers} um 50% reduziert werden, um zu Ergebnissen zu kommen, die auf der sicheren Seite liegen. Diese Rechnungen zeigen, daß es bei geeigneter Wahl einer Ersatzsteifigkeit möglich ist, die Kriechverformungen von schlanken Mauerwerkspfeilern näherungsweise zu ermitteln.

6. Wertung der Versuchsergebnisse

6.1 Der Einfluß der Dauerlast auf die Traglast

Es ist bekannt, daß sich bei Langzeituntersuchungen an Mauerwerks- oder auch Stahlbetonstützen traglastmindernde Einflüsse infolge Dauerbelastung mit traglaststeigernden Einflüssen aus Mauerwerks- bzw. Betonnacherhärtung überlagern.

Die Auswertung der Versuche (s. Tabelle 7) läßt insgesamt gesehen nur bei den Stützen L3 und L4 einen Traglastabfall von ~ 23% erkennen. Will man diesen Wert auch rechnerisch z.B. mit dem Verfahren nach [2] überprüfen, so muß beim Vergleich der nur zum Teil befriedigenden Ergebnisse bedacht werden, daß

nur wenige Stützenversuche in diesem Schlankheitsbereich vorliegen, so daß das Rechenverfahren in diesem Bereich versuchsmäßig noch nicht hinreichend abgesichert ist.

Die gemessene und näherungsweise auch rechnerisch ermittelte Kriechausmitte von $e_K \sim 4$ mm läßt sich in eine bezogene Ausmitte $e_K/d = 0,0167$ ($m = 1,90$) umrechnen. Interpoliert man aus [2] die dort in Tabelle 4 angegebenen Abminderungsfaktoren für den entsprechenden α -Wert, so erhält man aus der Differenz der Werte $m = 1,80$ ($e/d = 0,3$) und $m = 1,90$ den Faktor 0,796. Nach dem rechnerischen Verfahren ergibt sich also infolge der durch Kriechen vergrößerten Ausmitte ein Traglastabfall von $\sim 20\%$. Wenn auch die Festigkeitsentwicklung von Mauerwerk unter ausmittiger Dauerbelastung im Vergleich zum Beton (s. z.B. [7]) noch wenig bekannt ist, so erscheint es dennoch gerechtfertigt, zur Ermittlung des Einflusses von Dauerlasten auf die Traglasten ausmittig beanspruchter schlanker Mauerwerkspfeiler Rechenverfahren des Betonbaus zu verwenden, wenn man die Formänderungskennwerte des Mauerwerks entsprechend berücksichtigt. Das haben auch die Kontrollrechnungen bestätigt. Der zeitabhängige Druckfestigkeitszuwachs von 40 bis 70 % gegenüber der 28-Tage-Festigkeit bedarf einer eingehenden Untersuchung, die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht durchgeführt werden konnte.

Betrachtet man theoretisch nur den Einfluß der Dauerbelastung (d.h. Eliminierung der Nacherhärtung) auf die Traglasten, so ist der Traglastabfall bei der großen Schlankheit $H/d = 16$ und der für Mauerwerk relativ großen Ausmitte $e/d = 0,3$ mit $\sim 50\%$ am größten. Von den beiden Parametern Schlankheit und Ausmitte hat die Schlankheit mehr Gewicht, denn der theoretische Traglastabfall beträgt bei dieser Betrachtungsweise für $H/d = 16$ und $e/d = 0,05 \sim 25\%$, während für $H/d = 12$ und $e/d = 0,3$ ein Abfallen in der Traglast nicht mehr festzustellen ist.

6.2 Übertragbarkeit der Ergebnisse

Die hier durchgeführten Versuche beziehen sich auf Mauerwerk einer ganz bestimmten Steinart und Festigkeitsklasse mit zugehöriger Mörtelgruppe (MZ 250, Mörtelgruppe IIa). Eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Steinfestigkeitsklassen erscheint trotz unterschiedlicher E-Moduli möglich (s. hierzu auch [3]). Der Rechenwert für die Endkriechzahl ist z.B. für Mauerwerk mit den hier verwendeten Mauerziegeln mit $\varphi = 0,75$ für die unterschiedlichen Steinfestigkeitsklassen konstant [1]. Er konnte durch die hier beschriebenen Versuche, bei denen die Kriechzahlen zwischen $\varphi = 0,5$ und $\varphi = 1,0$ lagen, als Mittelwert bestätigt werden. Während Kalksandsteine nach [3] bei relativ kleinen Schwankungen der E-Moduli Kriechwerte zwischen $\varphi = 1,5$ und $\varphi = 2,5$ aufweisen, liegen sie bei den Leicht- und Gasbetonsteinen bei $\varphi \sim 2,5$, wobei aber für verschiedene Festigkeitsklassen noch keine gesicherten Werte vorliegen. Der Rechenwert des E-Moduls hat bei den beiden letztgenannten Steinarten außerdem eine beachtliche Streubreite. Für Kalksandsteine sind deshalb die hier gewonnenen Ergebnisse begrenzt übertragbar. Nicht übertragbar erscheinen dagegen die Ergebnisse für Mauerwerk aus Leicht- und Gasbetonsteinen.

6.3 Schlußfolgerung für die Traglastermittlung nach der jetzt gültigen DIN 1053

Trotz der geringen Anzahl der Versuche und der unvermeidbaren Streuung in den Meßwerten, läßt die Auswertung erkennen, daß es bei den bisher in DIN 1053 gültigen Schlankheitsgrenzen $H/d = 20$ (keine zulässige planmäßige Ausmitte bei Werten $H/d > 14$) gerechtfertigt erscheint, den Einfluß des Kriechens zu vernachlässigen, zumal die schlankheitsabhängigen zulässigen Lasten weit auf der sicheren Seite liegen.

6.4 Schlußfolgerungen im Hinblick auf Ingenieurmauerwerk

Will man für Ingenieurmauerwerk bei ausmittigem Lastangriff genauere Traglastermittlungen bei gleichzeitiger Erhöhung der zur Zeit gültigen Schlankheitsgrenzen zulassen, so kann der Einfluß der Kriechverformungen auf die Höhe der Traglast nicht mehr vernachlässigt werden. Dies wird insbesondere durch die Ergebnisse bei den Versuchsstützen L3 und L4 bestätigt. Außerdem dürften dann bei verfeinerten Rechenverfahren die Sicherheiten im Vergleich zu den jetzt gültigen Zahlen vermutlich herabgesetzt werden.

Geht man zunächst in der Weise vor, daß die zulässigen Schlankheitsgrenzen nur um ein vorsichtig festgesetztes Maß erhöht werden, so ließe sich für eine Übergangszeit der traglastmindernde Einfluß des Kriechens z.B. in Form einer Vergrößerung der Lastausmitte (Ermittlung einer schlankheitsbedingten Kriechausmitte) berücksichtigen.

Generell aber sind zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens schlanker Mauerwerksdruckglieder unter ausmittiger Kurz- und Langzeitbelastung weitere Versuche - insbesondere mit unterschiedlichen Steinarten - dringend erforderlich. So sind z.B. nur wenige Kurz- aber keine Langzeitversuche mit Schlankheiten $H/d > 16$ bekannt. Geeignete Rechenverfahren zur Traglastermittlung schlanker Mauerwerkspfeiler können nur durch eine ausreichende Anzahl von Versuchen bestätigt bzw. verbessert werden.

7. Zusammenfassung

Dieser Abschlußbericht faßt die Ergebnisse der in den Jahren 1975 bis 1978 am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Versuche an ausmittig belasteten schlanken Mauerwerkspfeilern unter Dauerbelastung zusammen.

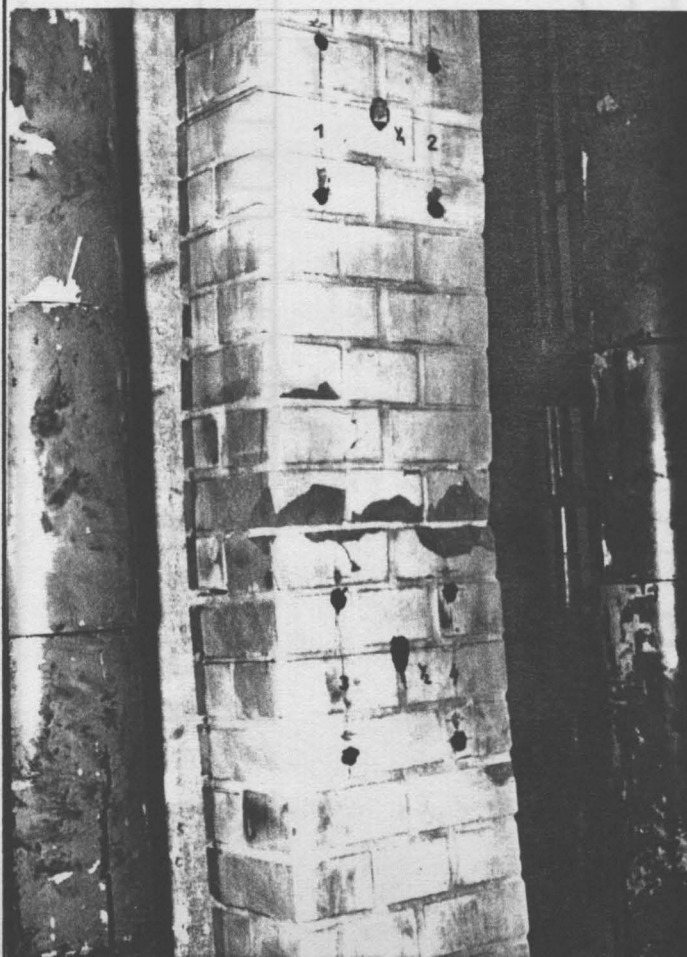
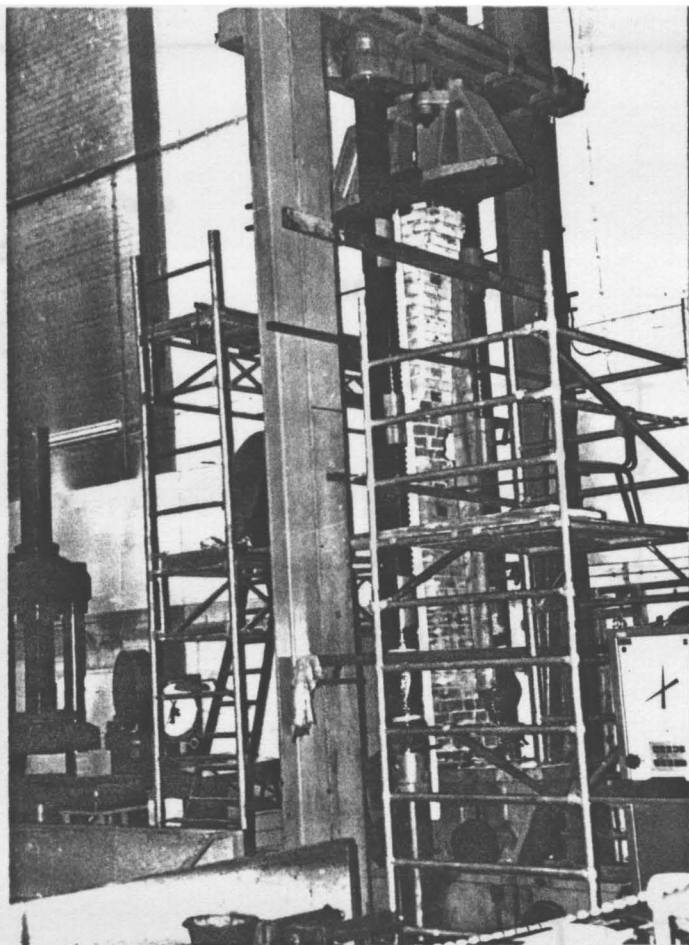
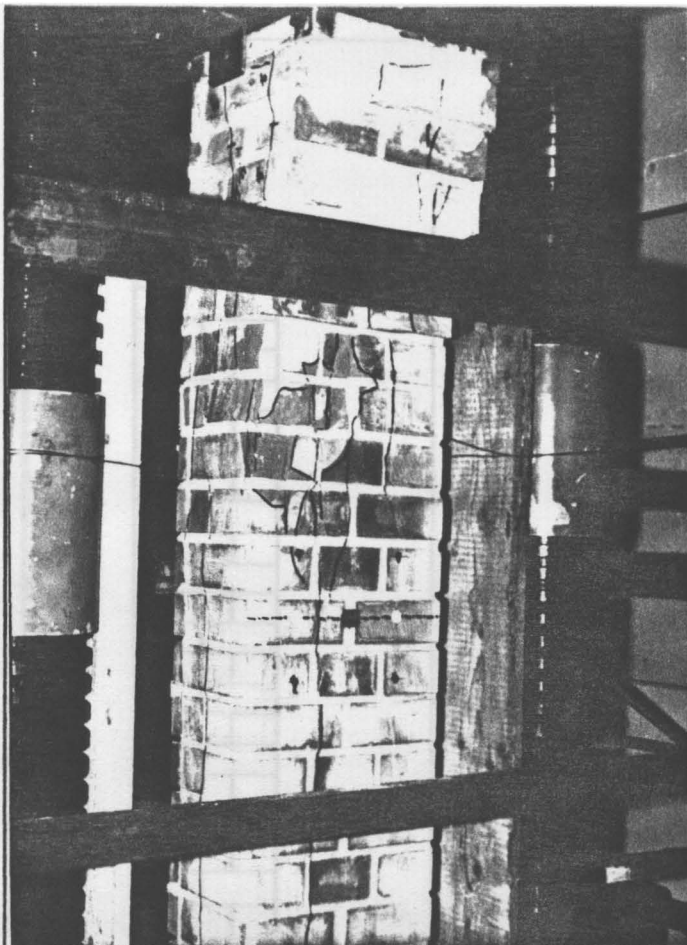
Es handelt sich um insgesamt 12 Versuche (6 Lang- und 6 Kurzzeitversuche) mit entsprechenden Nebenversuchen. Die Pfeiler liegen im Schlankheitsbereich $H/d = 12$ und $H/d = 16$ und im Ausmittenbereich $e/d = 0,05$ und $e/d = 0,30$ bei einem Querschnitt von $b/d = 36,5 \times 24$ cm. Die Höhe der Dauerlast lag bei 75% der durch $\gamma = 3,0$ dividierten Kurzzeitbruchlast. Der Belastungszeitraum erstreckte sich über 137 bis 252 Tage. Als Material wurden Mauerziegel Mz der Güte 25 MN/m² und ein Mörtel der Gruppe IIa verwendet.

Nach der Erläuterung des Versuchsprogrammes werden zunächst die Versuchskörper, die Belastungs- und Meßeinrichtung sowie die Versuchsdurchführung beschrieben. Dann folgt eine Zusammenstellung der wichtigsten Meßergebnisse der Neben- und Hauptversuche wie z.B. Spannungs-Dehnungsbeziehungen unter mittlerer Belastung, Dehnungsverläufe über die Querschnittshöhe sowie Durchbiegungen als Funktion der Belastung.

Es folgt eine rechnerische Überprüfung der gemessenen Versuchswerte. Hierbei werden insbesondere die Traglasten der Kurz- und Langzeitstützen verglichen und rechnerisch ermittelte Traglasten den Versuchstraglasten gegenübergestellt. Außerdem erfolgt eine rechnerische Überprüfung der gemessenen Durchbiegungen sowie die näherungsweise Ermittlung der Kriechverformungen.

Abschließend erfolgt eine Wertung der Versuchsergebnisse. Hierbei wird zunächst der Einfluß der Dauerlast auf die Traglasten untersucht und geprüft, inwieweit die Ergebnisse auf andere Festigkeitsklassen und Steinarten übertragbar sind. Abschließend wird die Frage behandelt, inwieweit die nach der zur Zeit gültigen DIN 1053 durchgeführte Traglastermittlung mit den Ergebnissen der Versuche übereinstimmt, und welche Schritte in Hinblick auf die Entwicklung zum Ingenieurmauerwerk getan werden müssen.

ANHANG



K1

$$\frac{H}{d} = 16$$

$$\frac{e}{d} = 0,05$$

L3

$$\frac{H}{d} = 16$$

$$\frac{e}{d} = 0,30$$

Lagerfugen - 12 cm

Stoßfugen - 10 cm

Anzahl der Schichten 48

K5

$$\frac{H}{d} = 12$$

$$\frac{e}{d} = 0,30$$

Bilder zum Abschlußbericht
STABILITÄT VON MAUERWERKSPFEILERN

Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
der Technischen Universität Braunschweig

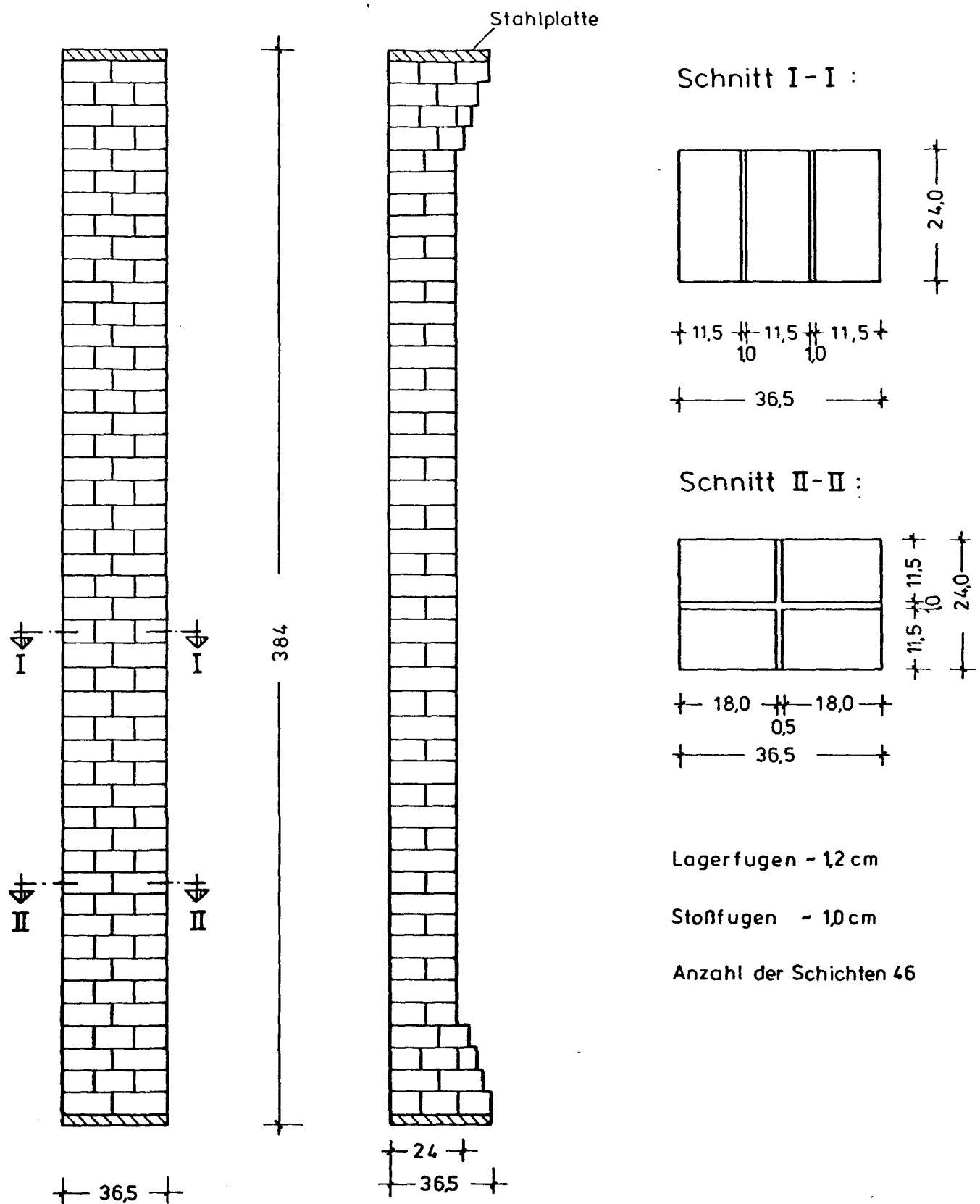
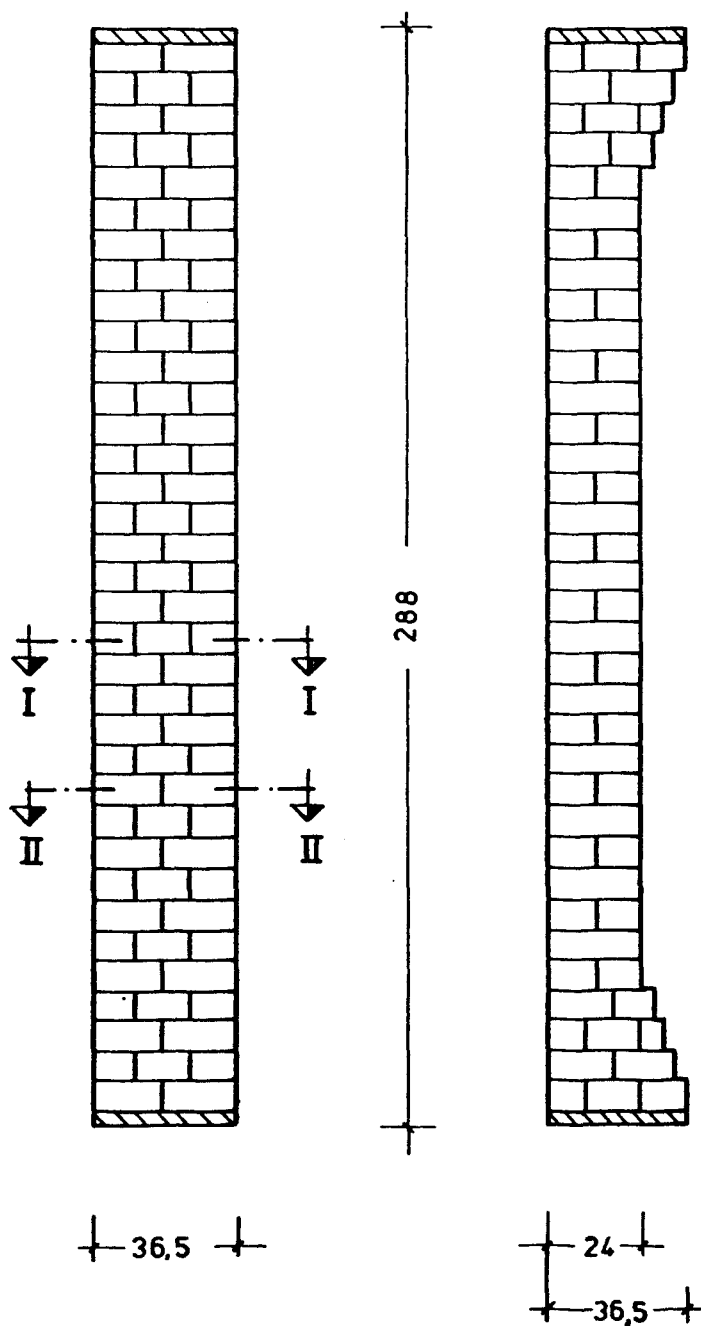


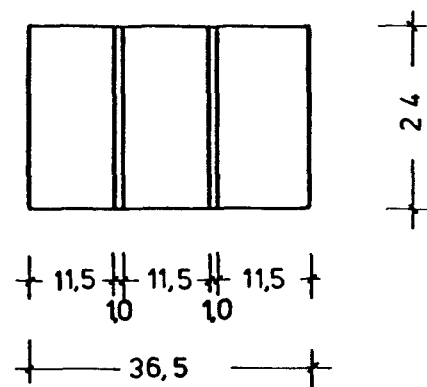
Bild Nr.1:

M 1:20

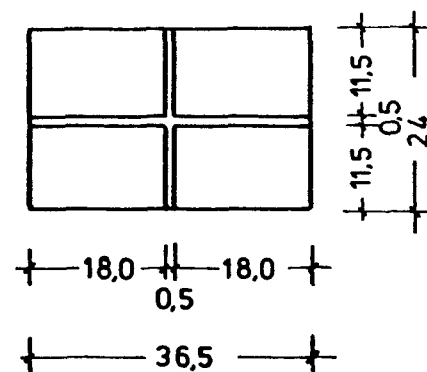
Probekörper für Kurz- und Langzeitversuche
bezogene Schlankheit $H/d = 16$



Schnitt I-I:



Schnitt II-II



Lagerfugen ~ 12 cm

Stoßfugen ~ 1,0 cm

Anzahl der Schichten 35

Bild Nr. 2

M 1:20

Probekörper für Kurz- und Langzeitversuche

bezogene Schlankheit $H/d = 12$

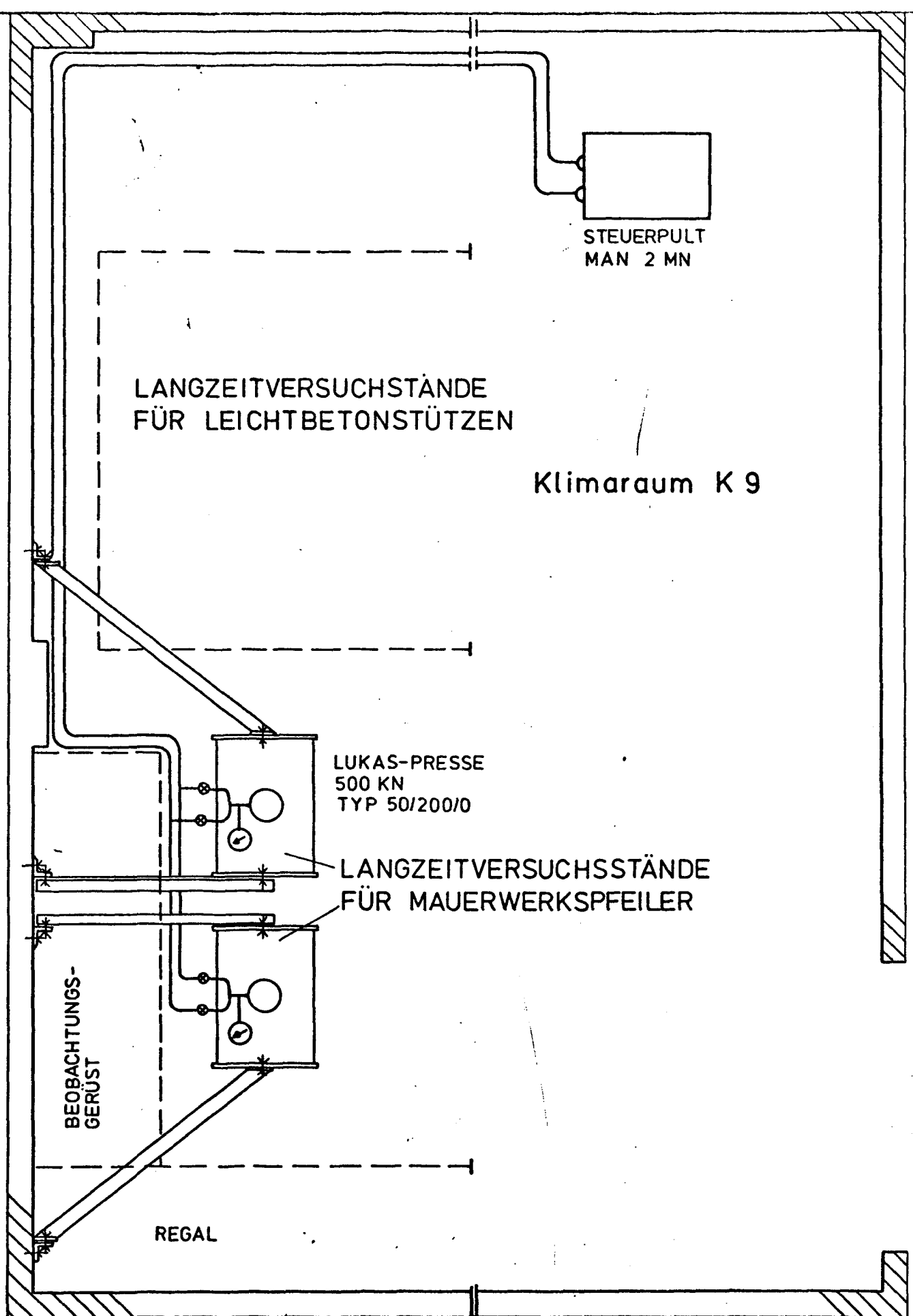
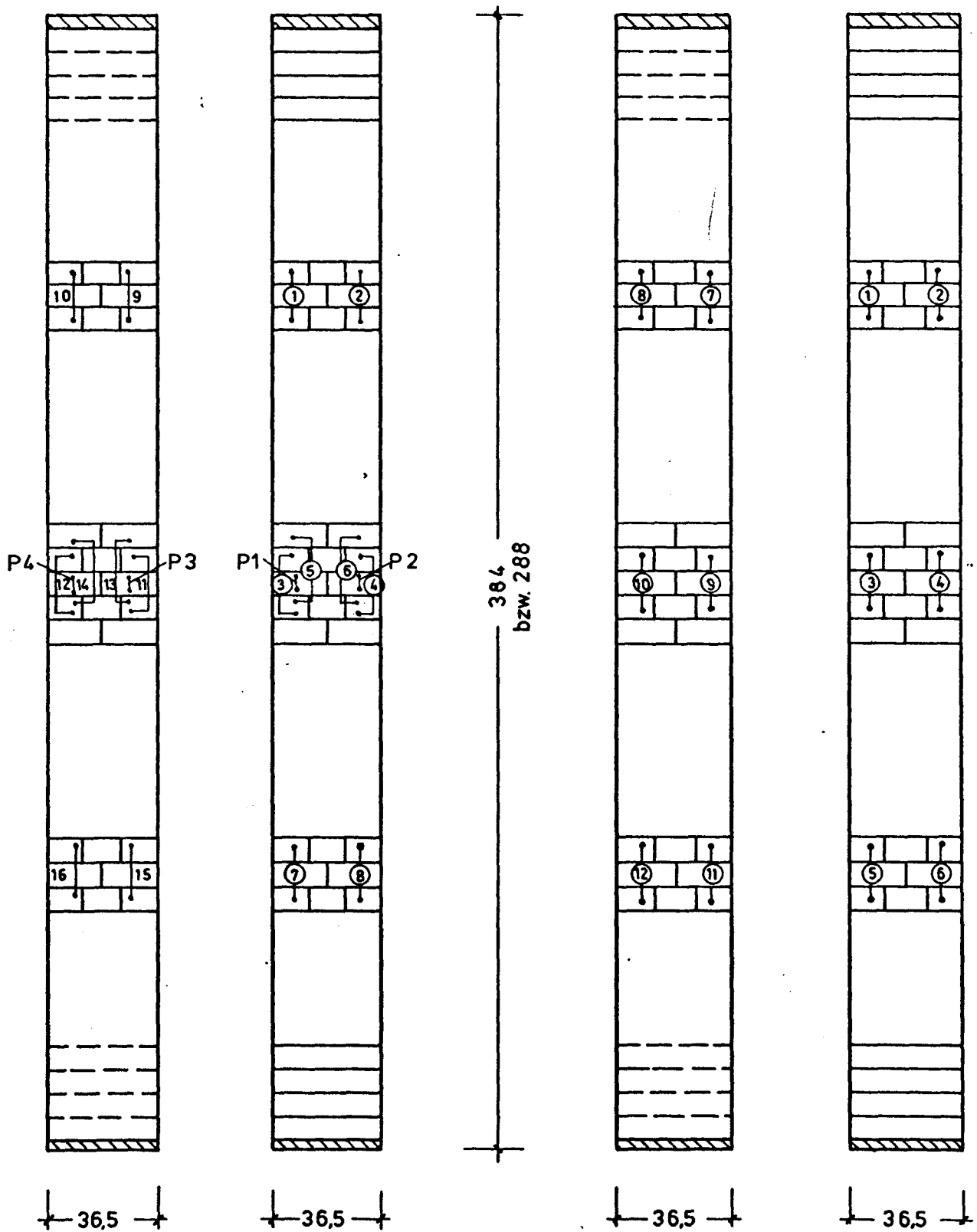


Bild Nr. 4: M. 1:25
Grundriss Langzeitversuchsstand mit Hydraulik

ZUGSEITE - DRUCKSEITE

ZUGSEITE - DRUCKSEITE



VERWENDET BEI VERSUCH:
K 1,2 L 1,2,3,4

VERWENDET BEI VERSUCH
K 3,4,5,6 L 5,6

Bild Nr. 5

P $\hat{=}$ PFENDERMESSUNG

Bezeichnung der Meßstellen an den
Versuchsstützen

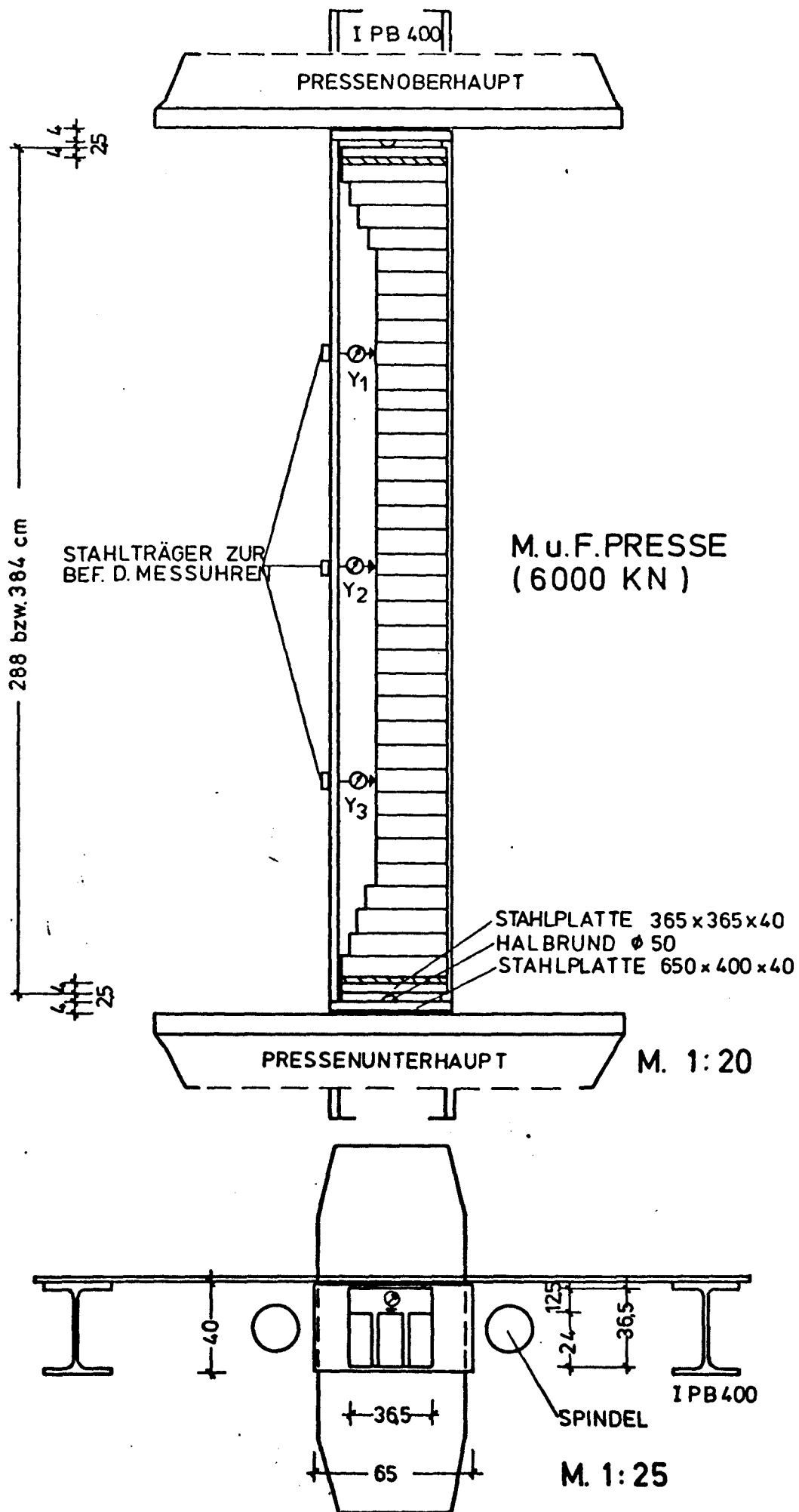
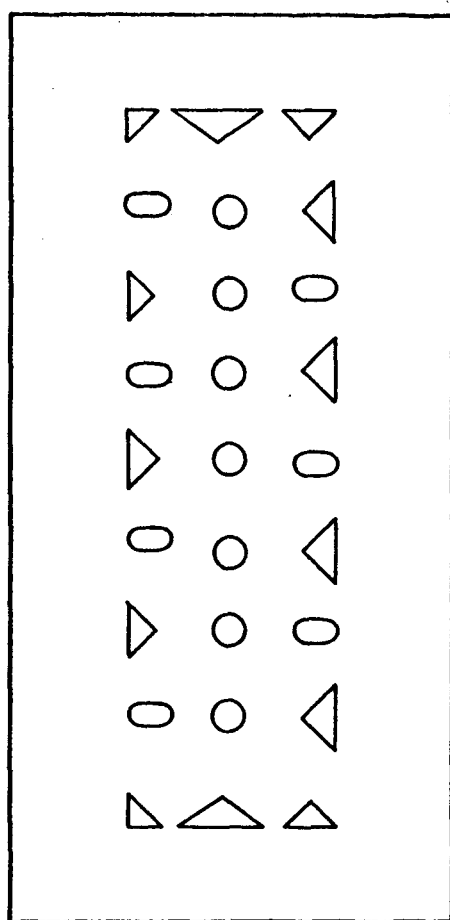


Bild Nr. 7:

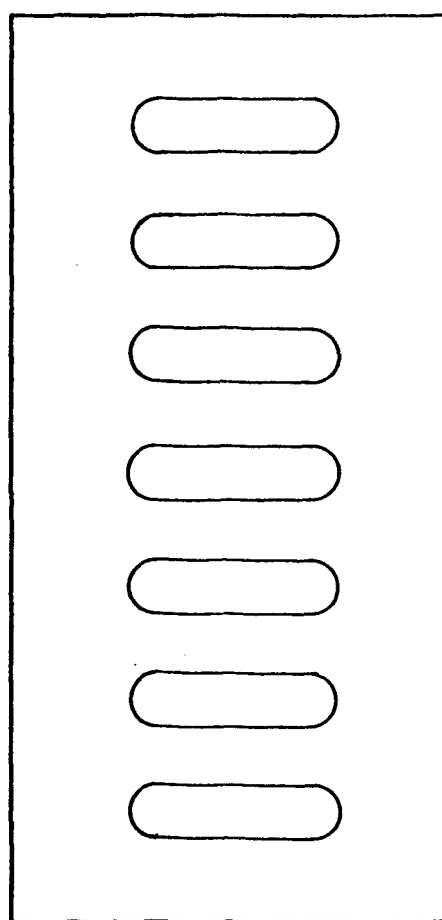
Belastungseinrichtung der Kurzzeitversuche

Mauerziegel A



11,5 cm

Mauerziegel B u. C



24 cm

11,5 cm

| Mauerziegel | A | B | C |
|---|----------------|--------|--------|
| VERWENDUNG BEI PRÜFKÖRPER | K 1,25,6 L 1-4 | L 5u6 | K 3u4 |
| ABMESSUNGEN [mm] SOLLMAß IN() | | | |
| LÄNGE: (240) | 236 | 246 | 243 |
| BREITE: (115) | 117 | 117 | 118 |
| HÖHE: (71) | 71 | 72 | 72 |
| GEWICHT [N] TROCKEN | 30,58 | 33,82 | 33,82 |
| ROHDICHTE [N/dm ³] TROCKEN | 15,6 | 16,32 | 16,38 |
| MITTL. BRUCHFESTIGKEIT [N/mm ²] | 24,7 | 32,2 | 40,4 |
| NENNFESTIGKEIT [N/mm ²] | 25 | 25 | 35 |
| FLÄCHE, GESAMT [cm ²] | 276,12 | 287,82 | 286,74 |
| LOCHANTEIL [%] | 9 | 18 | 18 |

Bild Nr.8:

M. 1:2

Daten der Mauerziegel:

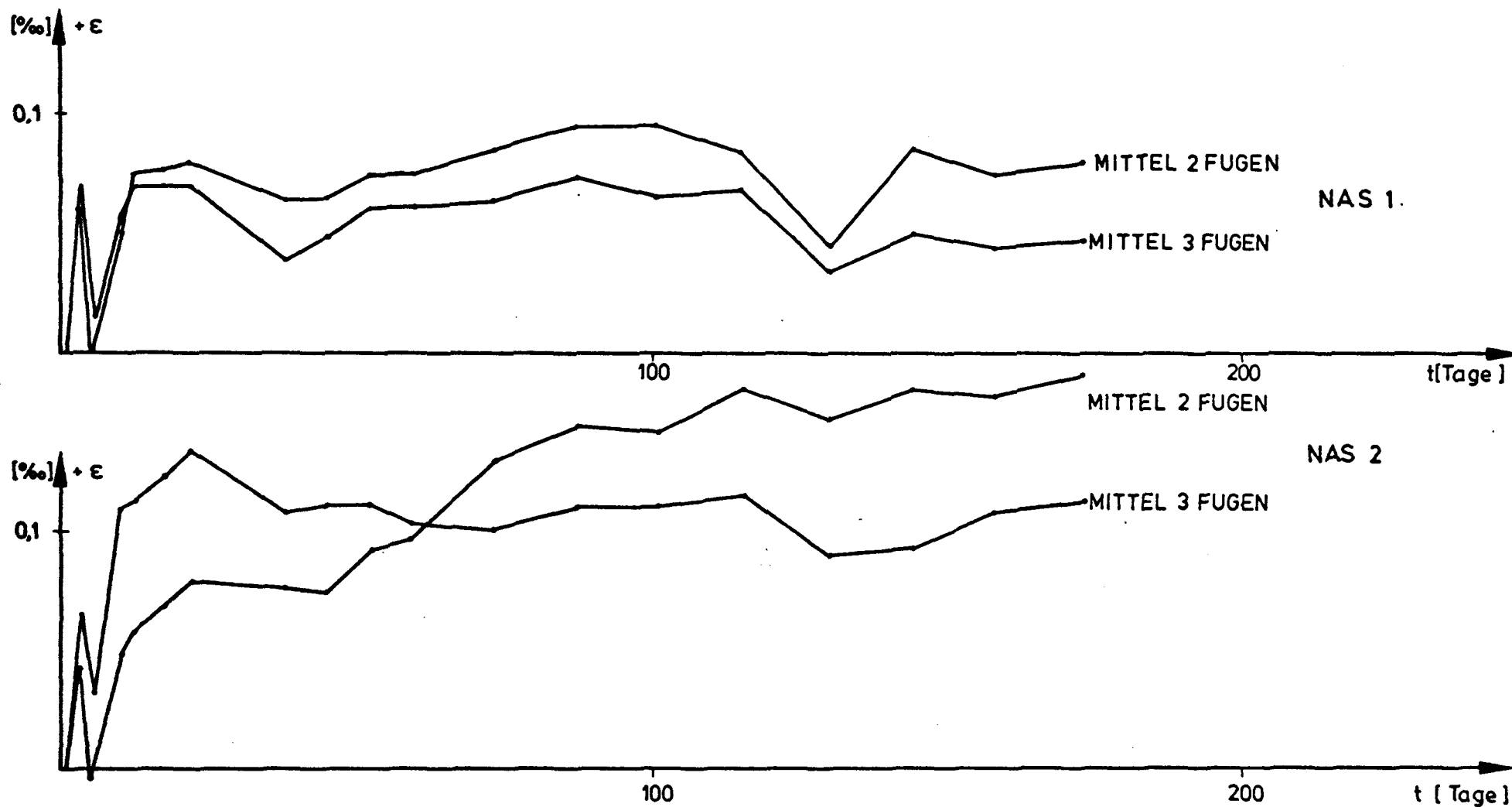


Bild Nr.9: NAS $\hat{=}$ Nebenversuch Arbeitslinie und Schwinden
 Zeitabhängige Schwindverformung bei NAS 1 und NAS 2

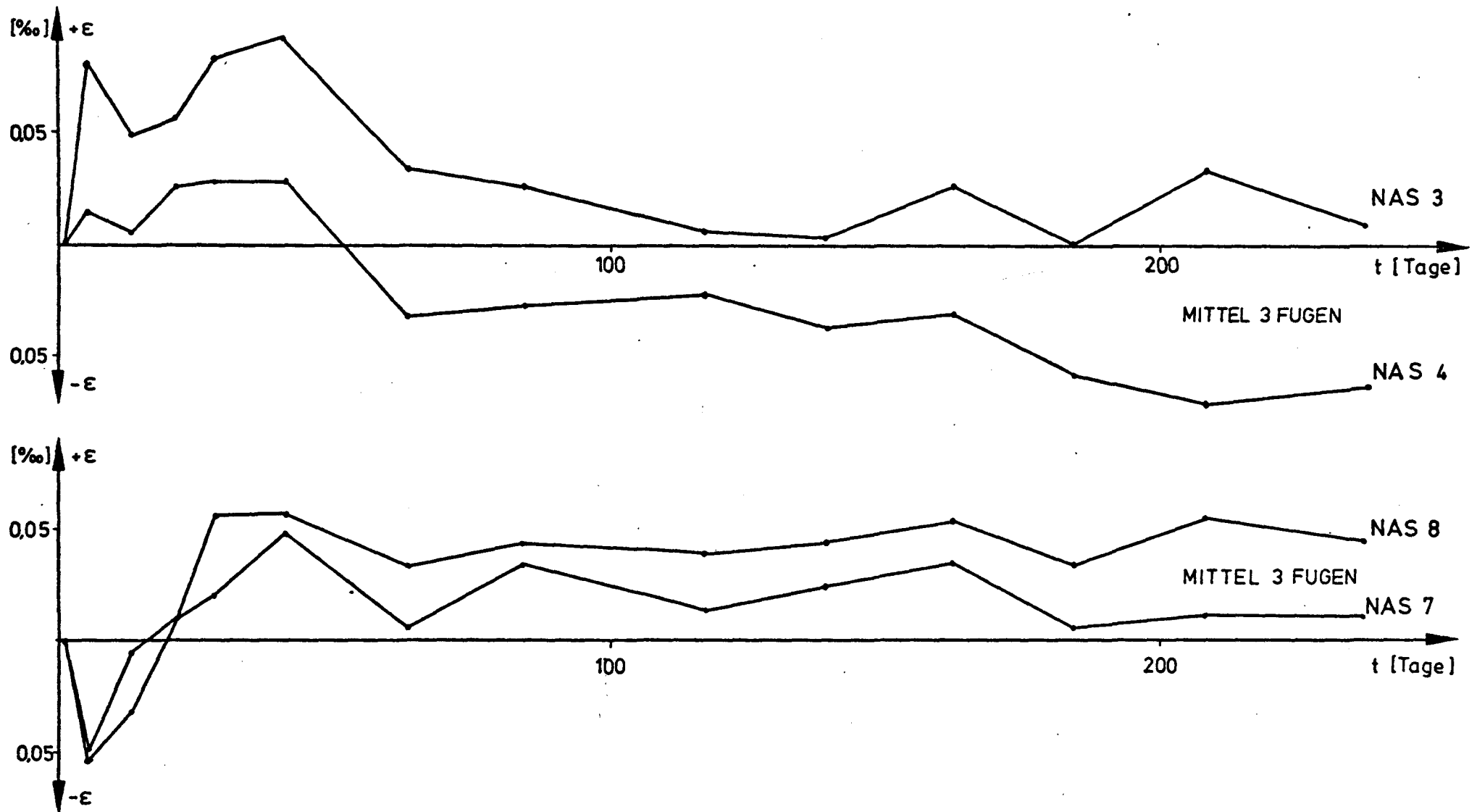


Bild Nr. 10:

Zeitabhängige Schwindverformung bei NAS 3, NAS 4, NAS 7, NAS 8

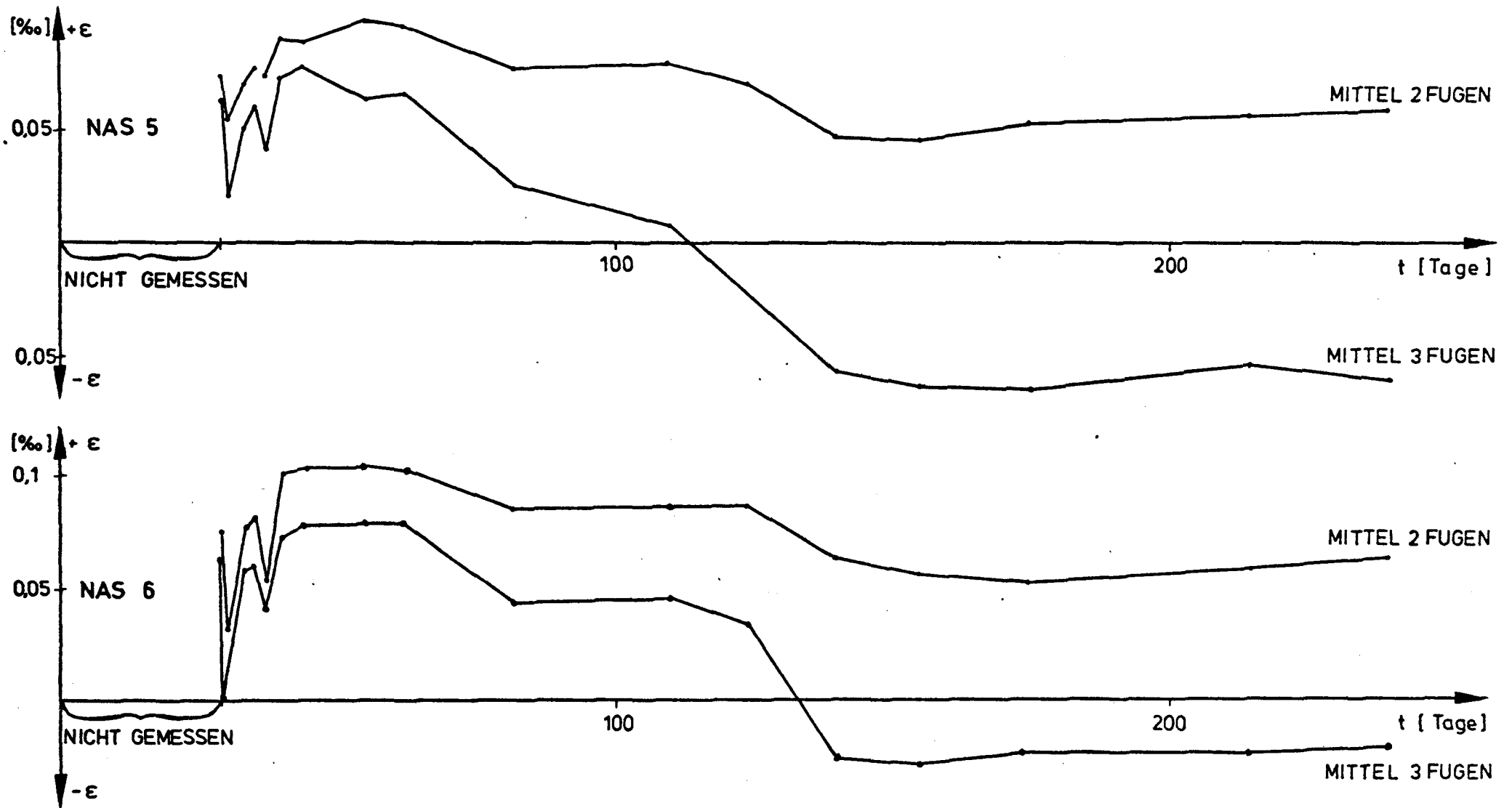


Bild Nr. 11:

Zeitabhängige Schwindverformung bei NAS 5 und NAS 6

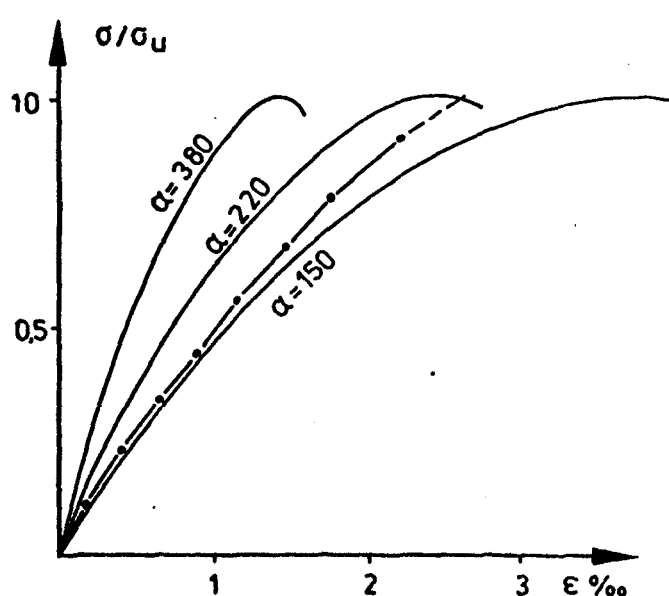
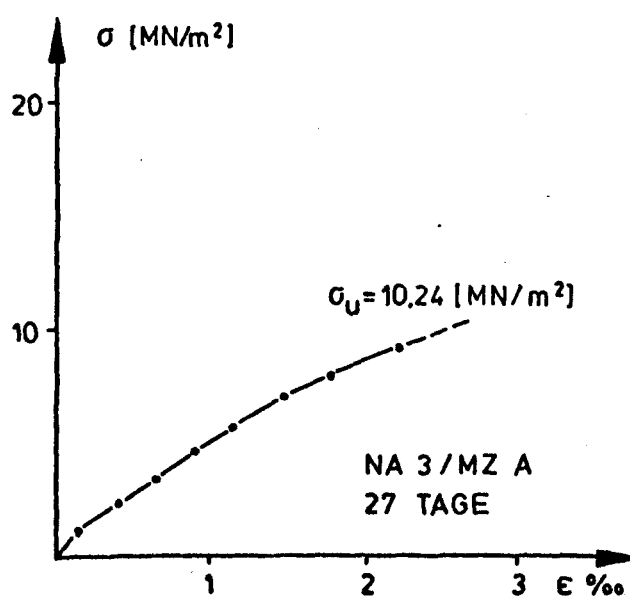
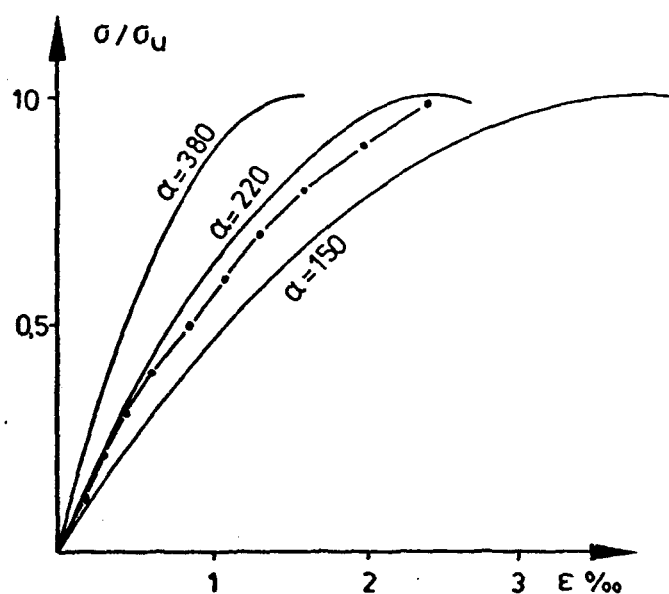
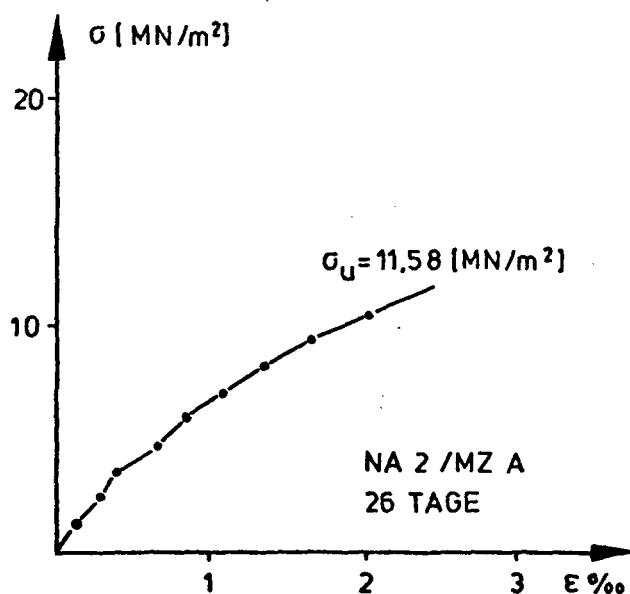
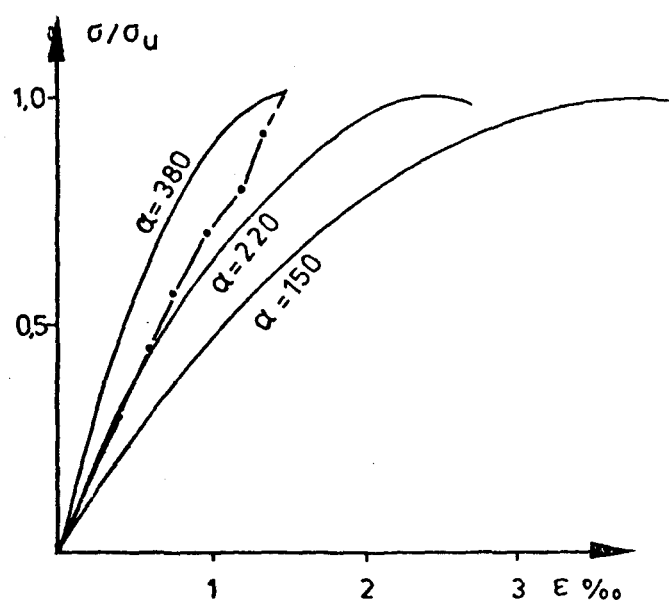
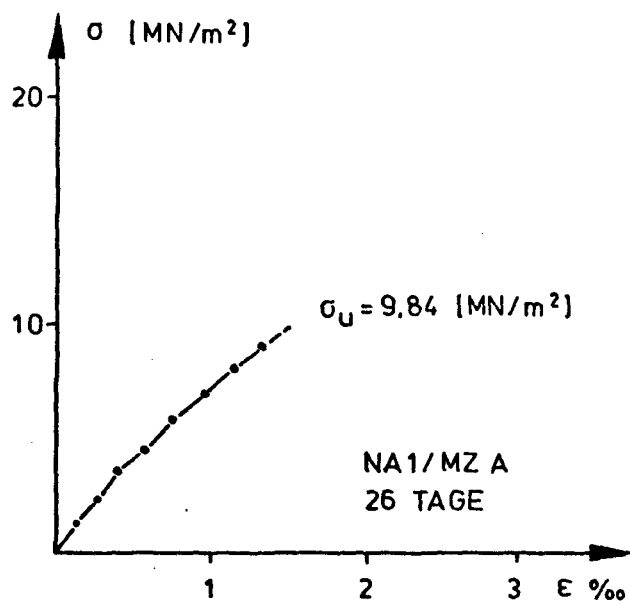


Bild Nr. 12:

Arbeitslinien der Nebenversuchskörper NA1 bis NA3

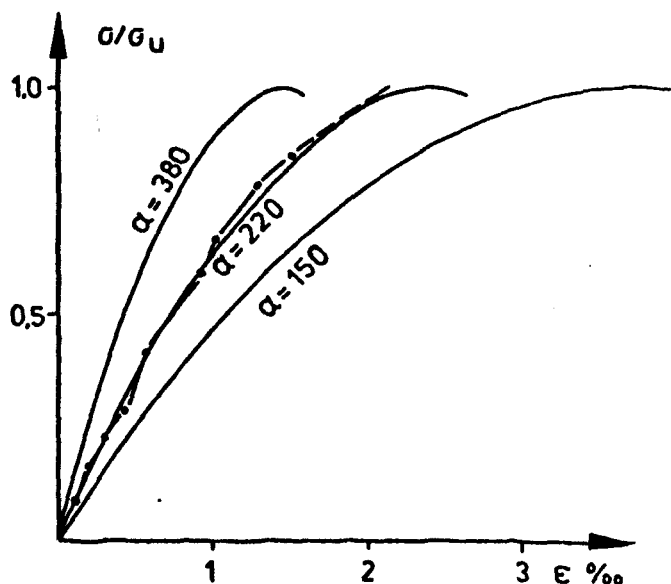
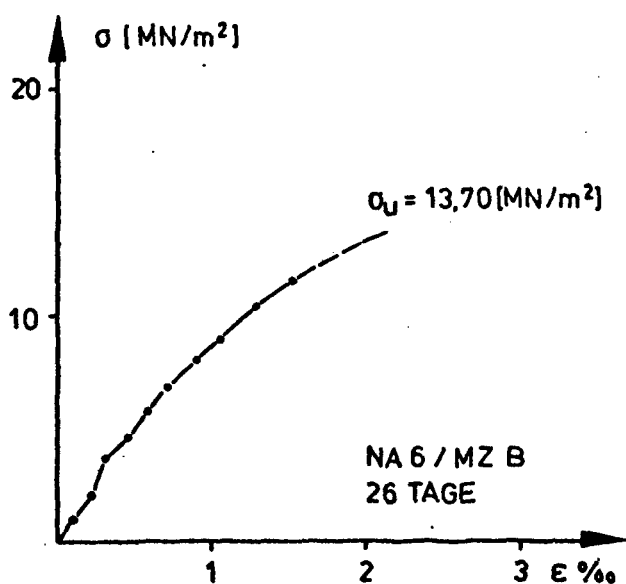
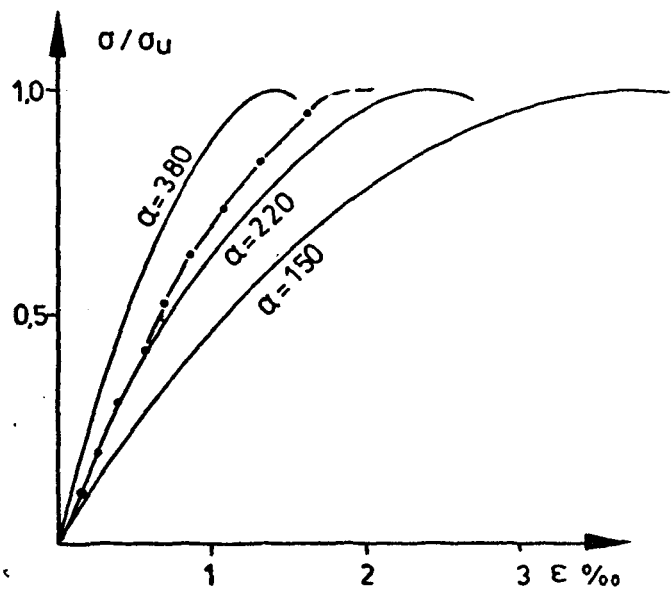
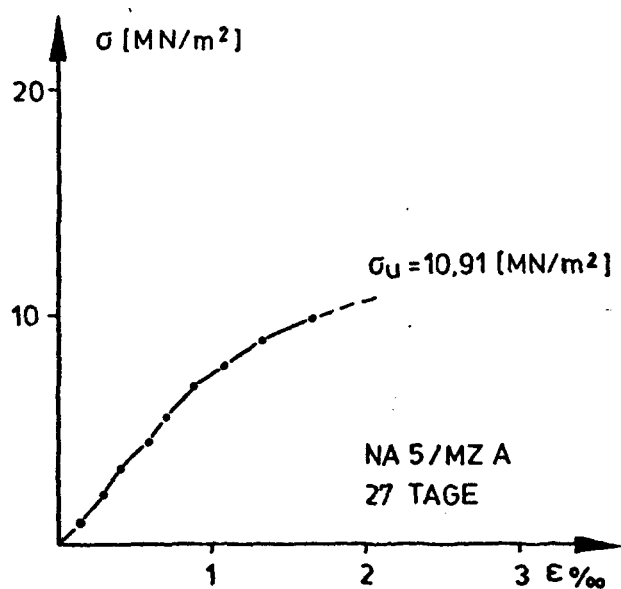
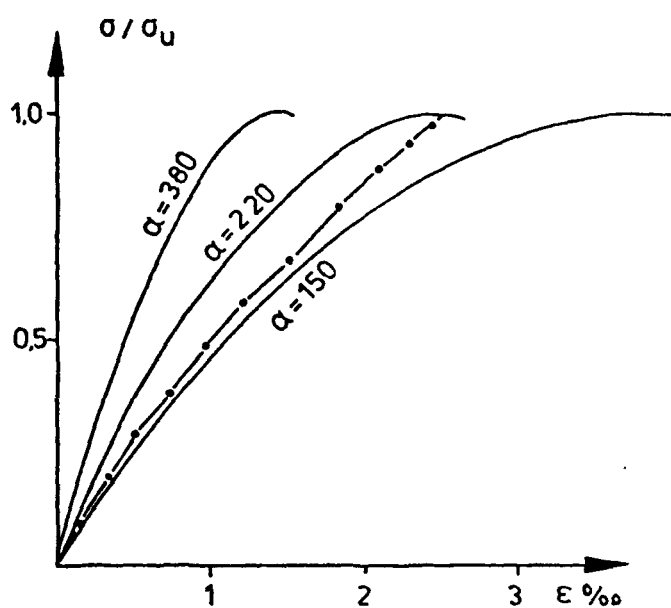
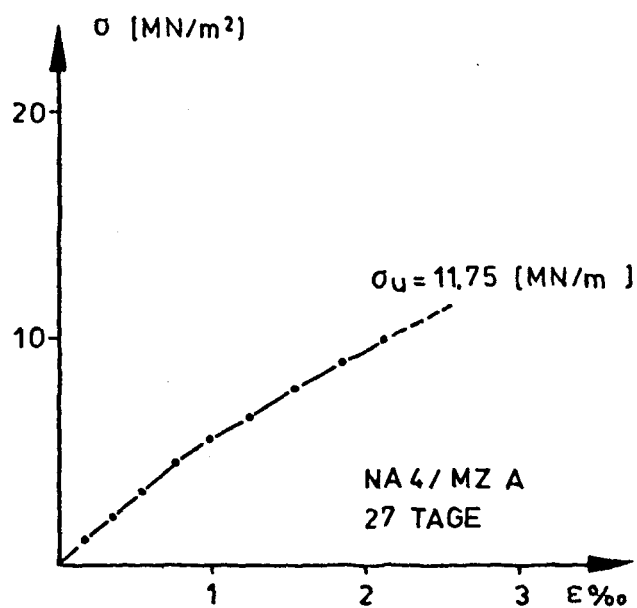


Bild Nr.13:

Arbeitslinien der Nebenversuchskörper NA 4÷NA6

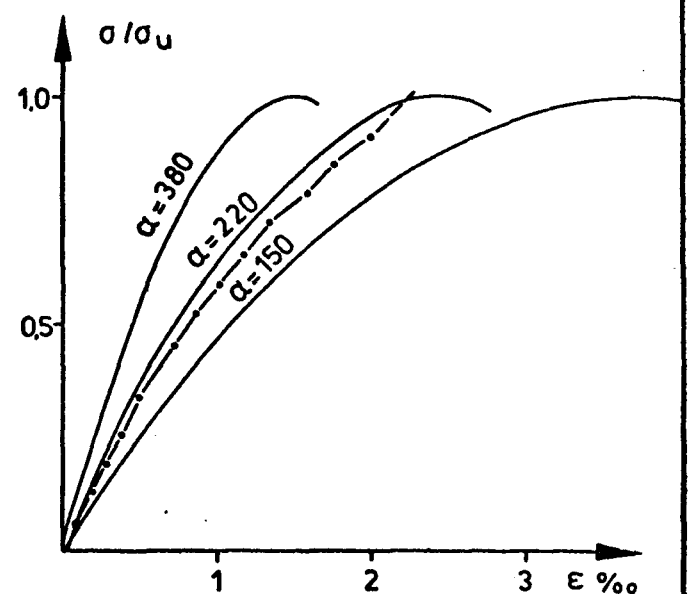
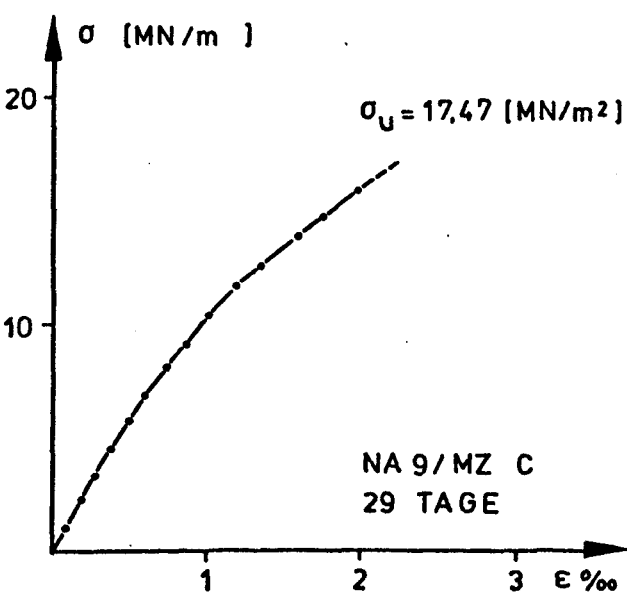
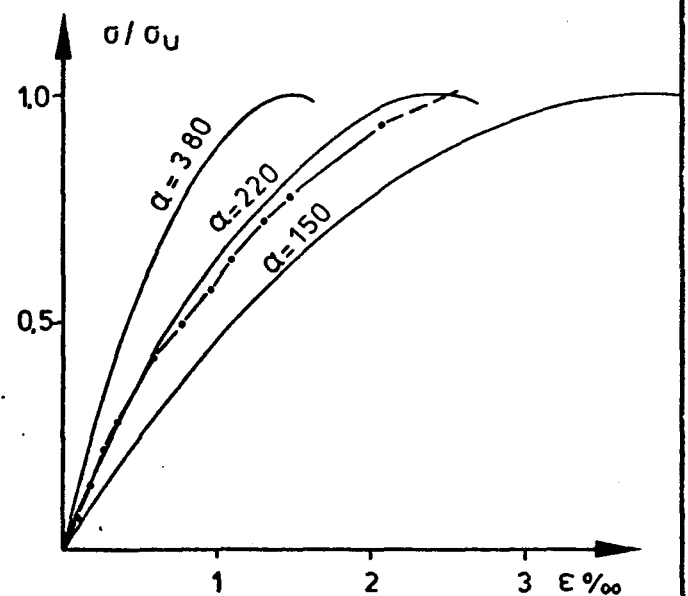
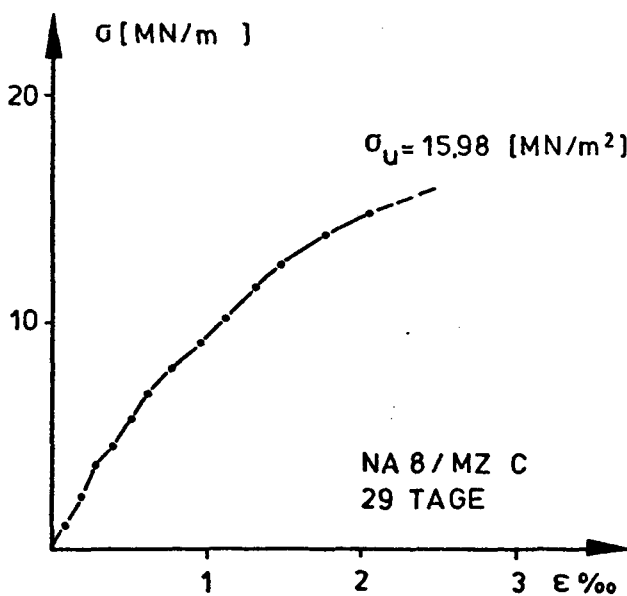
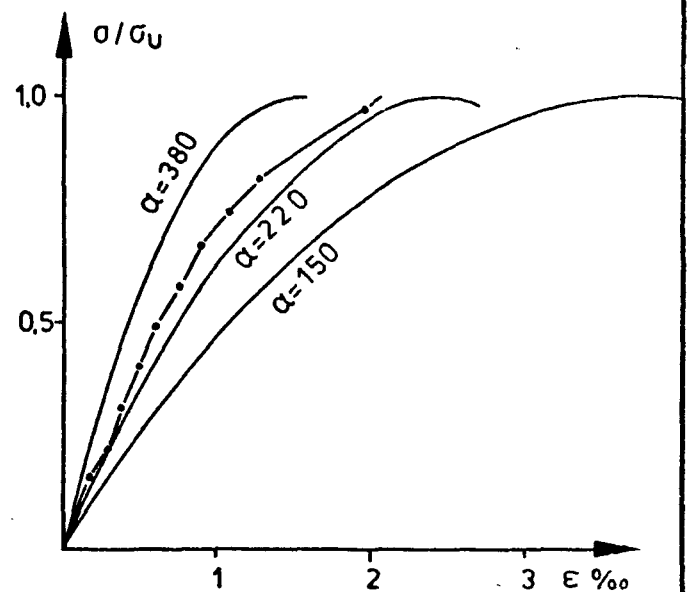
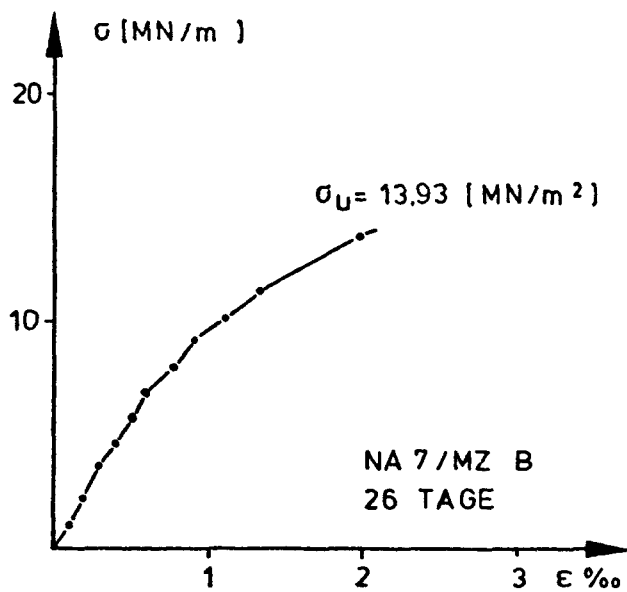


Bild Nr. 14:

Arbeitslinien der Nebenversuchskörper NA 7 ÷ NA 9

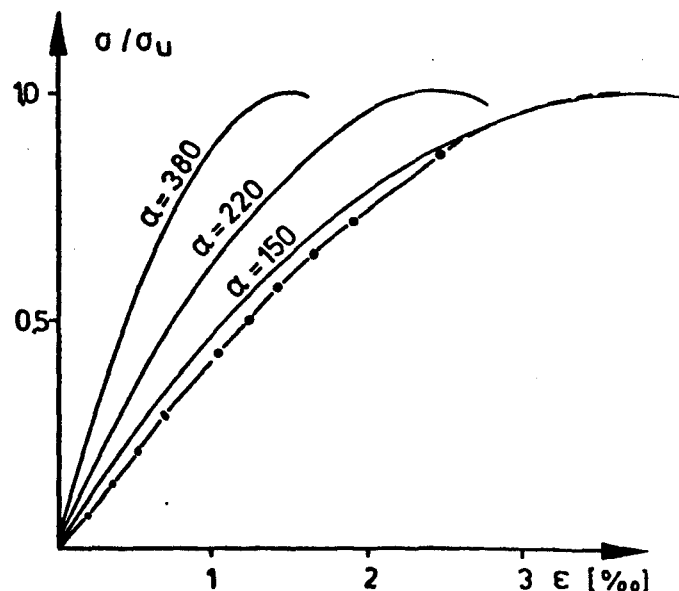
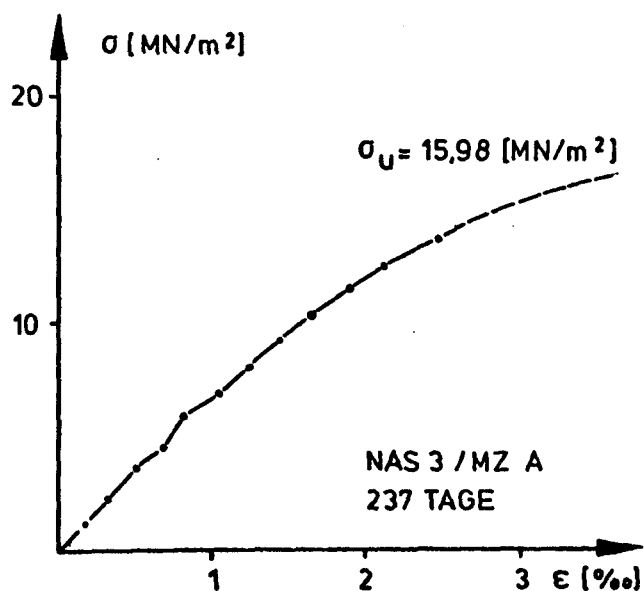
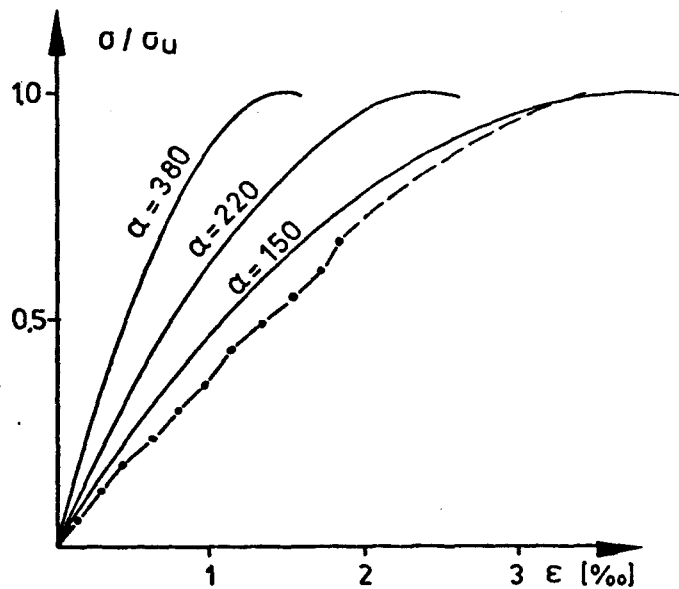
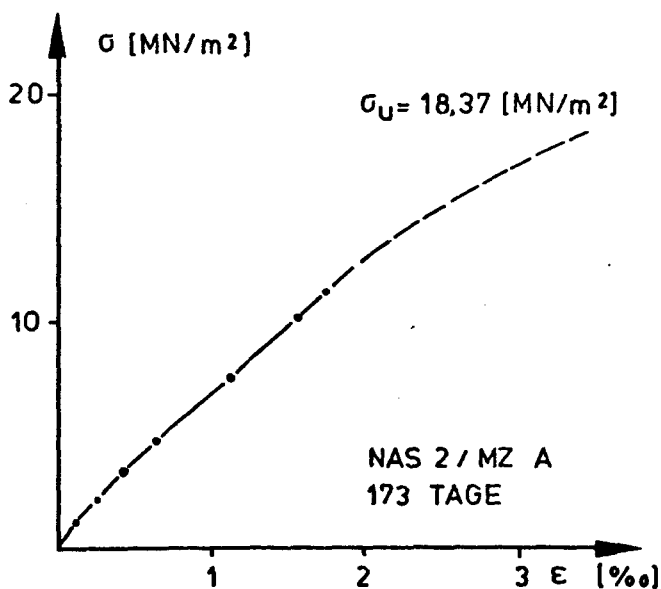
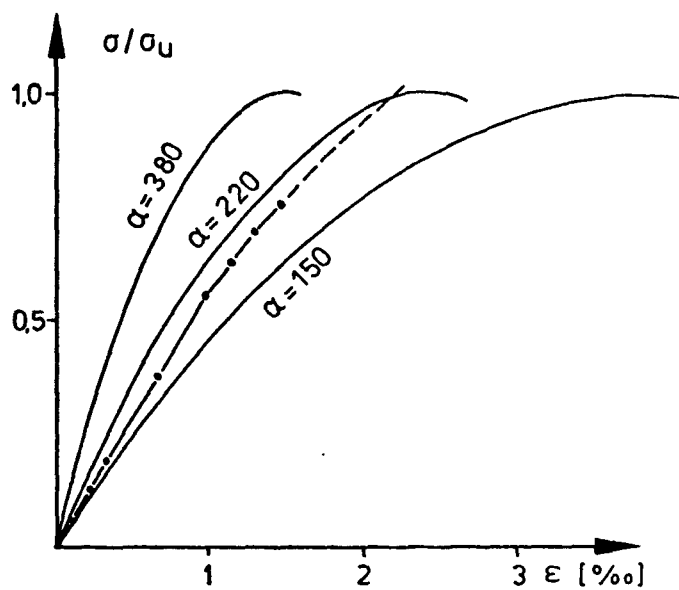
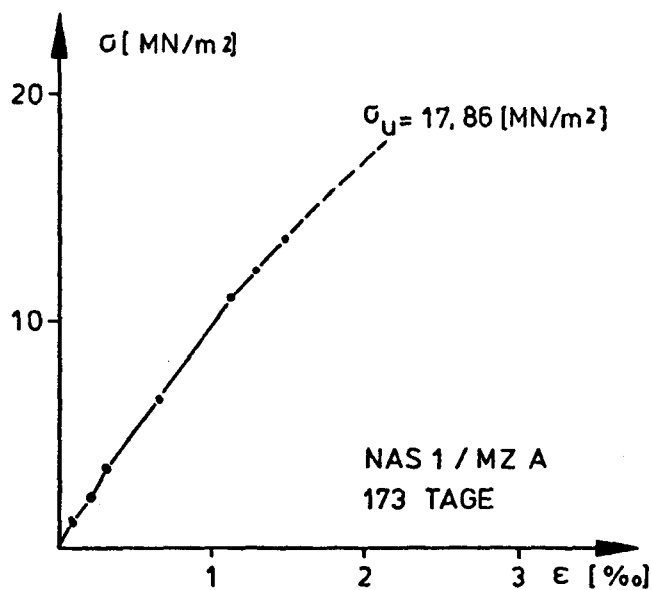


Bild Nr.15:

Arbeitslinien der Nebenversuchskörper NAS1 ÷ NAS3

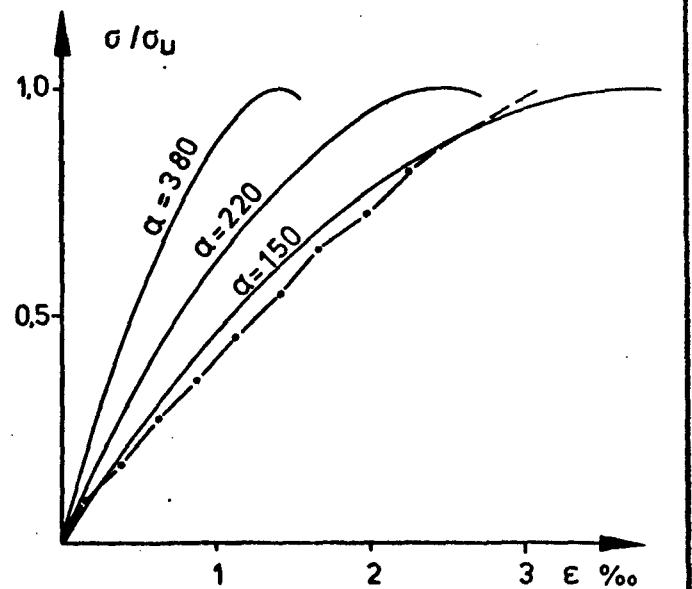
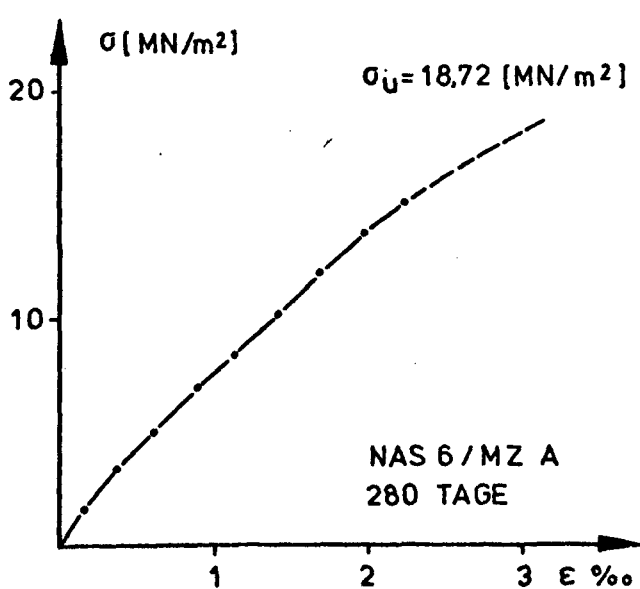
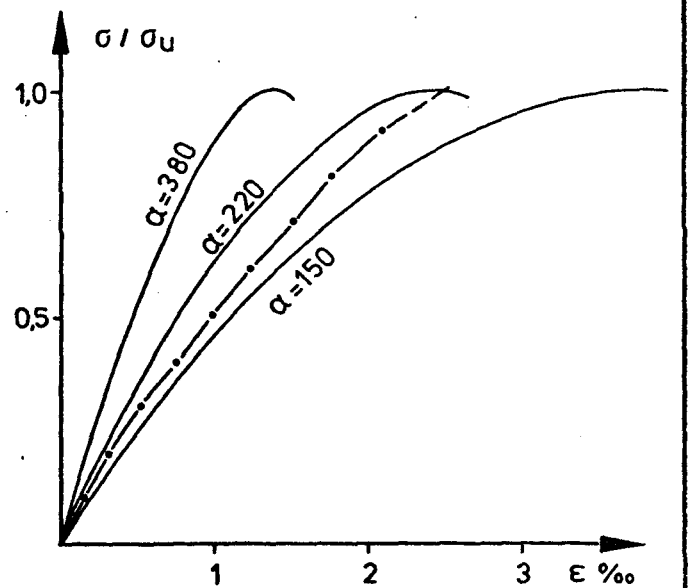
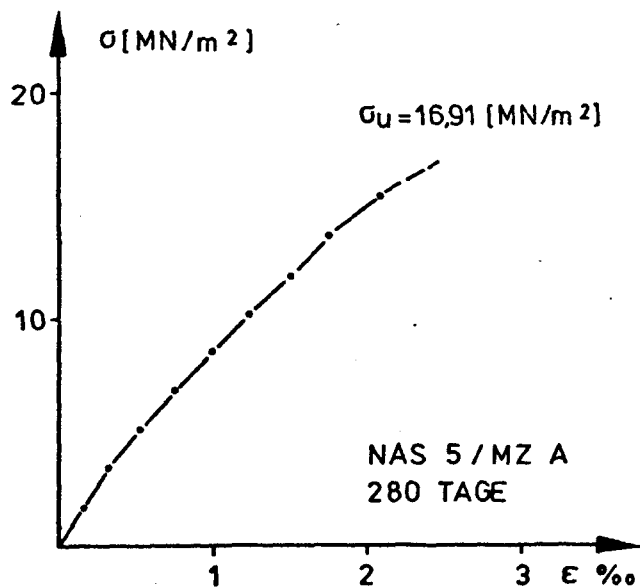
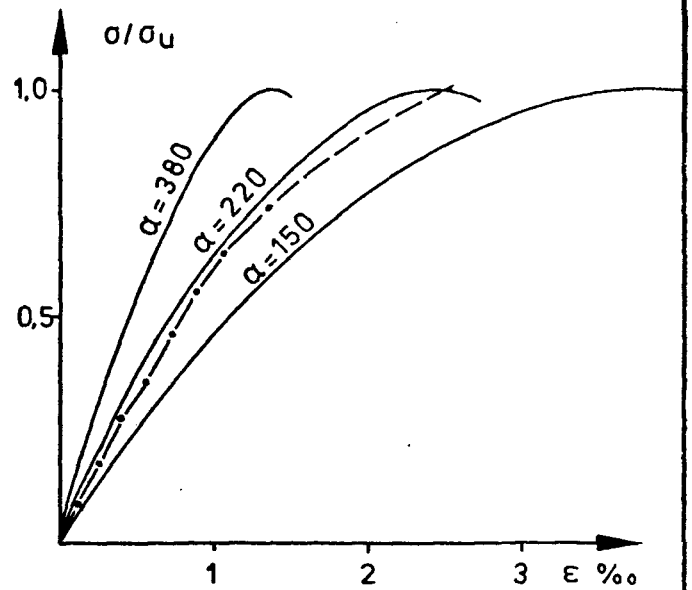
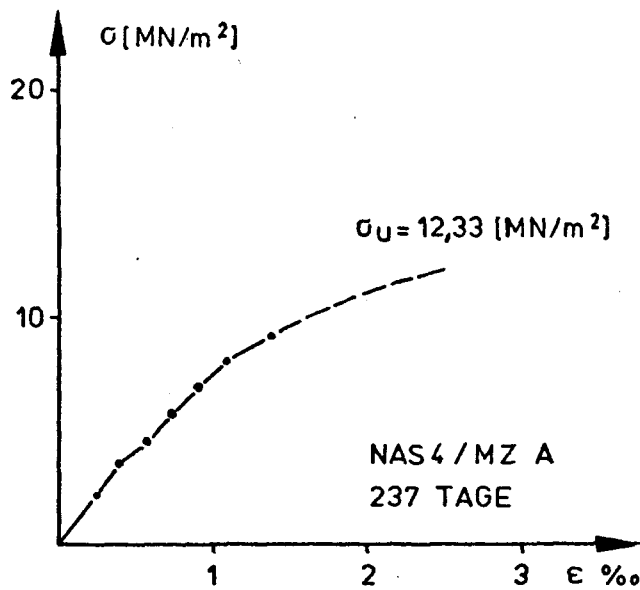


Bild Nr. 16:

Arbeitslinien der Nebenversuchskörper NAS4 ÷ NAS6

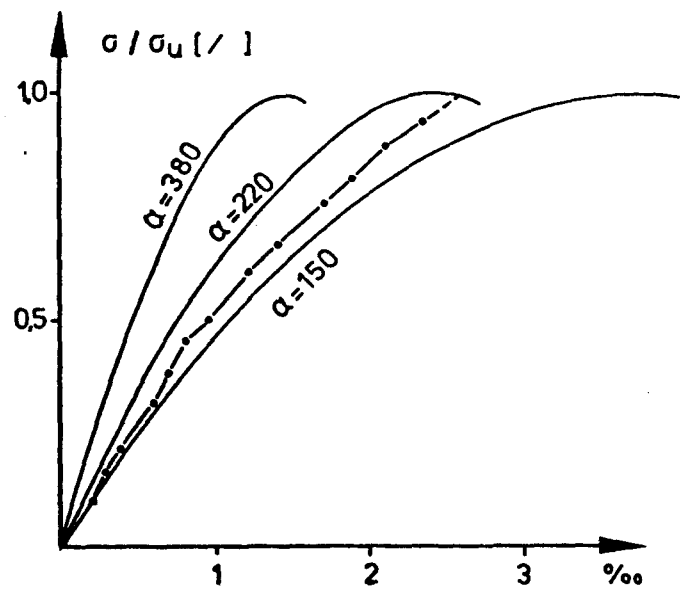
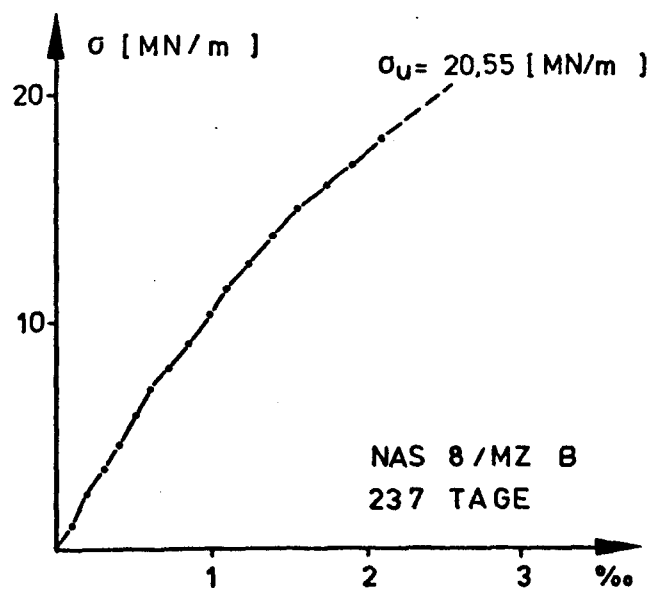
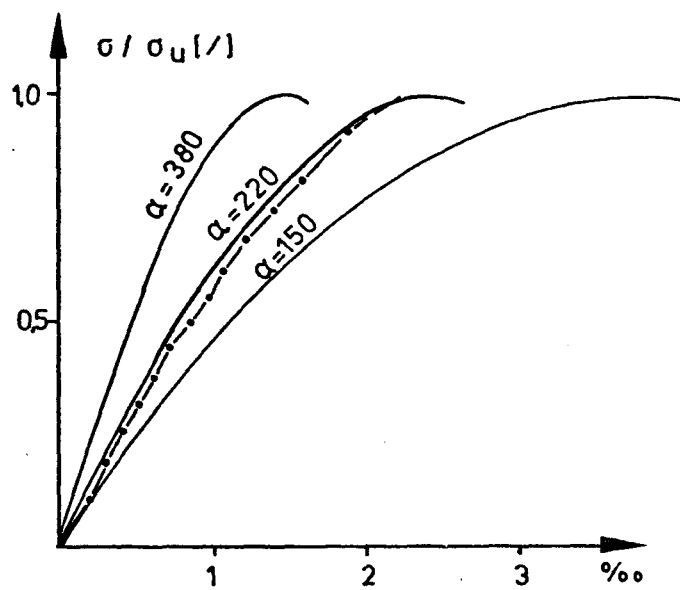
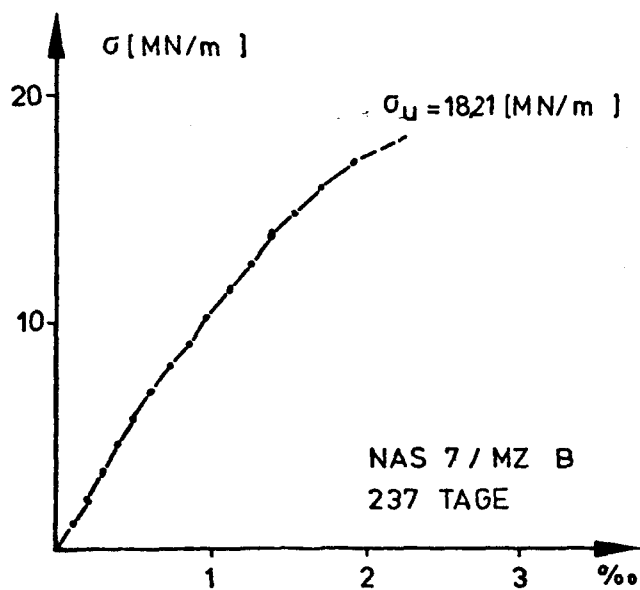


Bild Nr.17

Arbeitslinien der Nebenversuchskörper NAS7u.NAS8

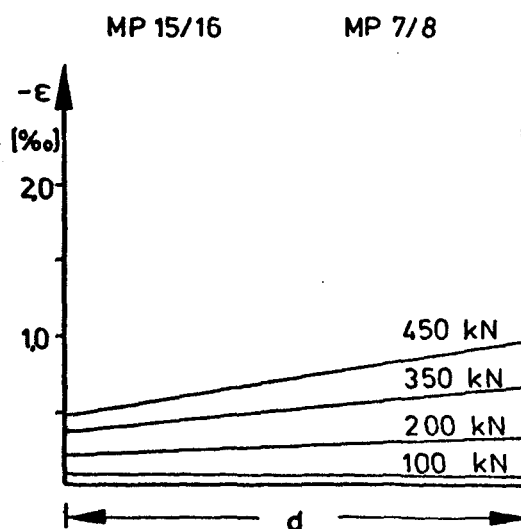
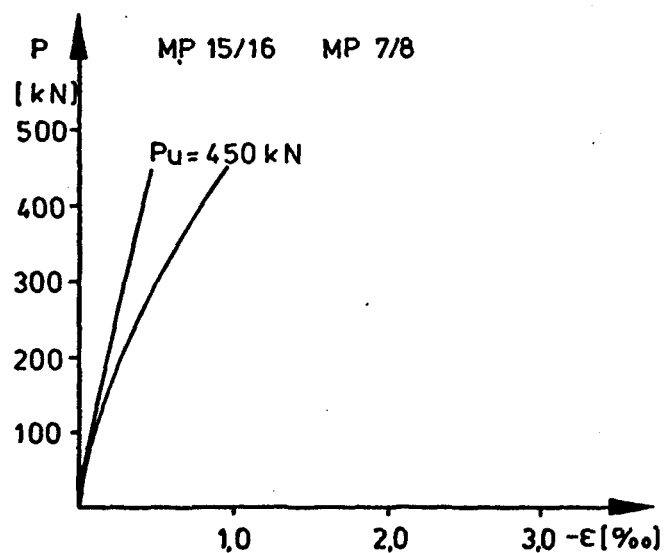
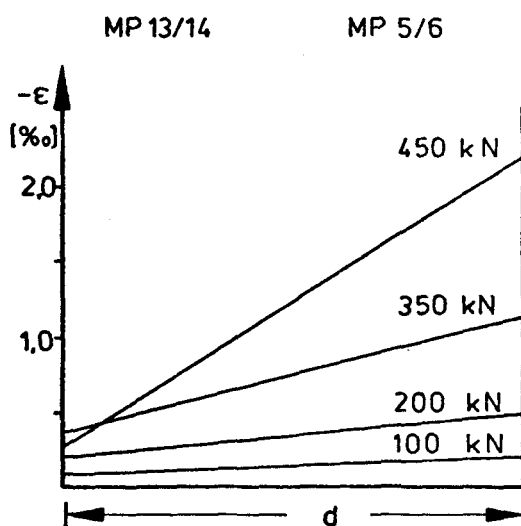
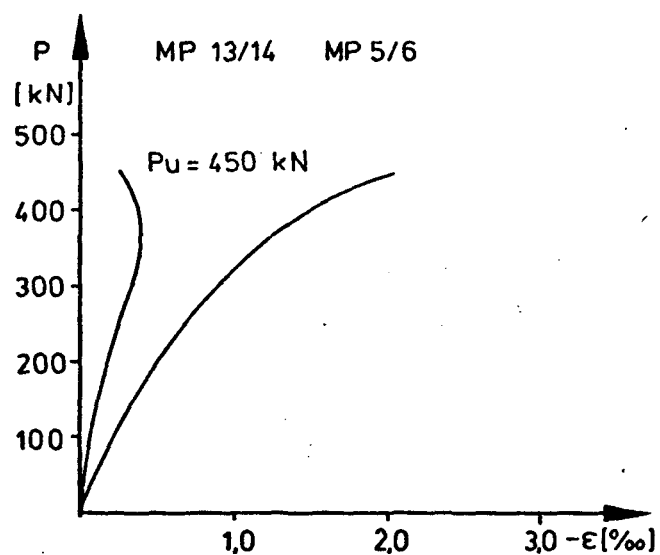
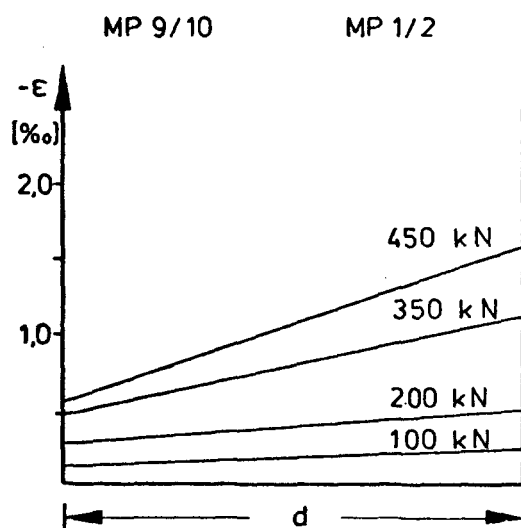
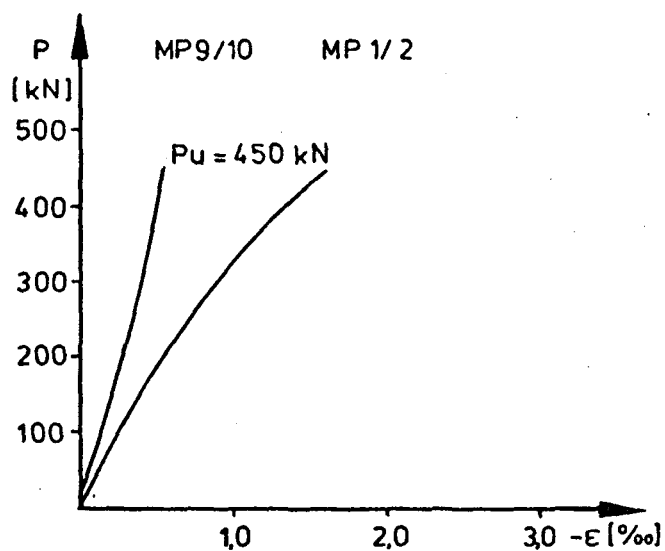


Bild Nr.18:

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

Verformungen und Krümmungen bei Versuch K1

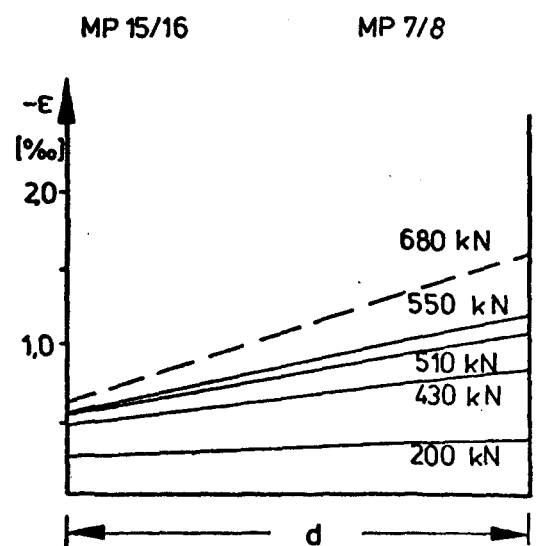
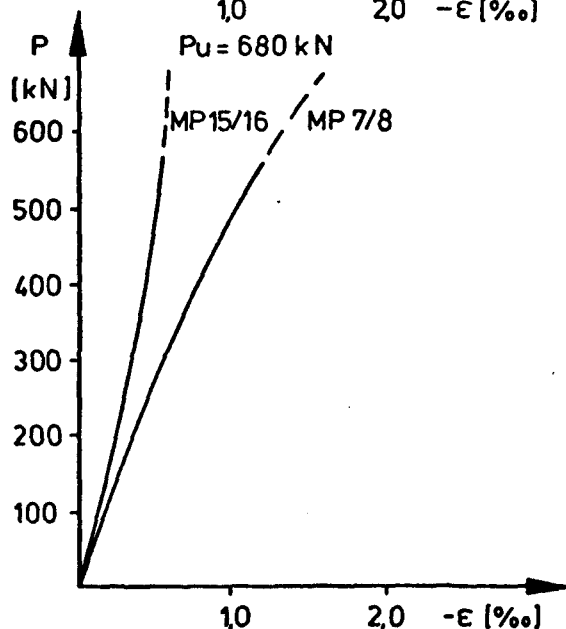
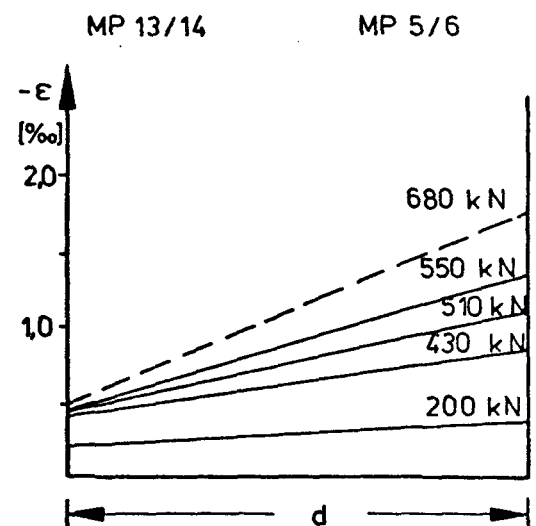
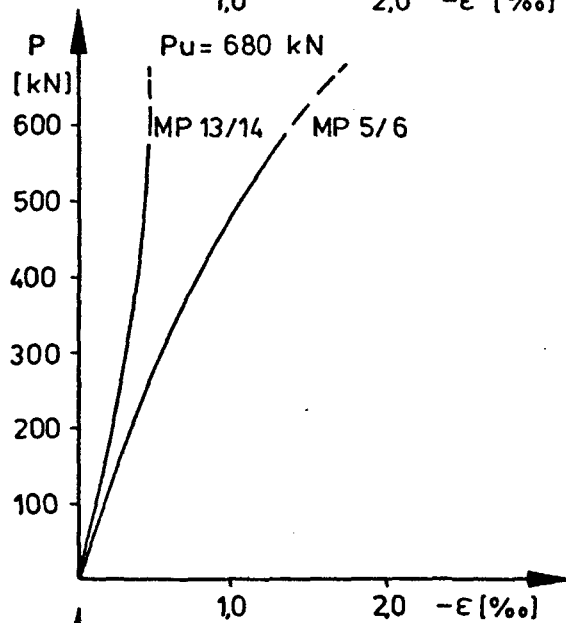
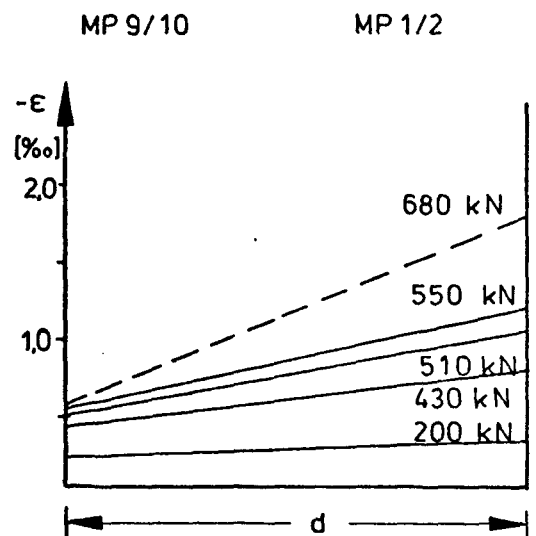
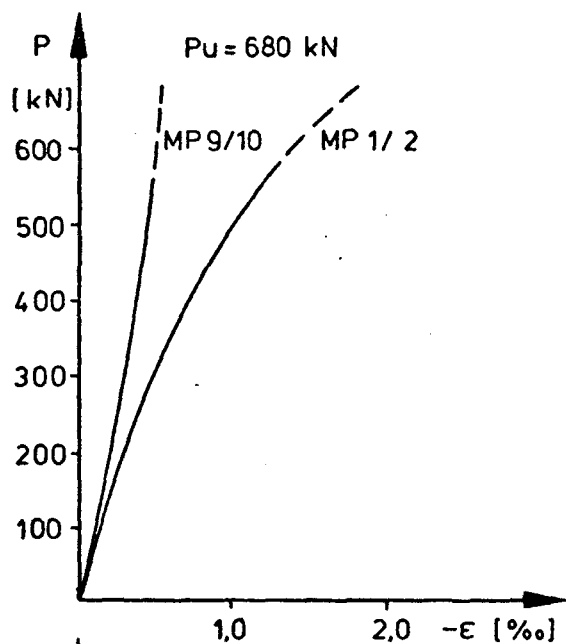


Bild Nr. 19:

Verformungen und Krümmungen bei Versuch K2

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

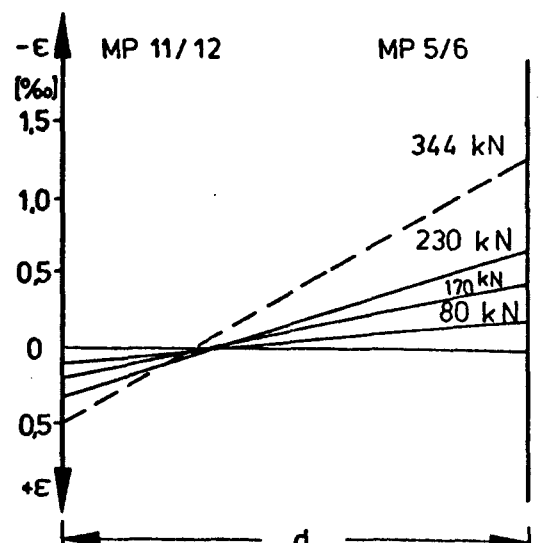
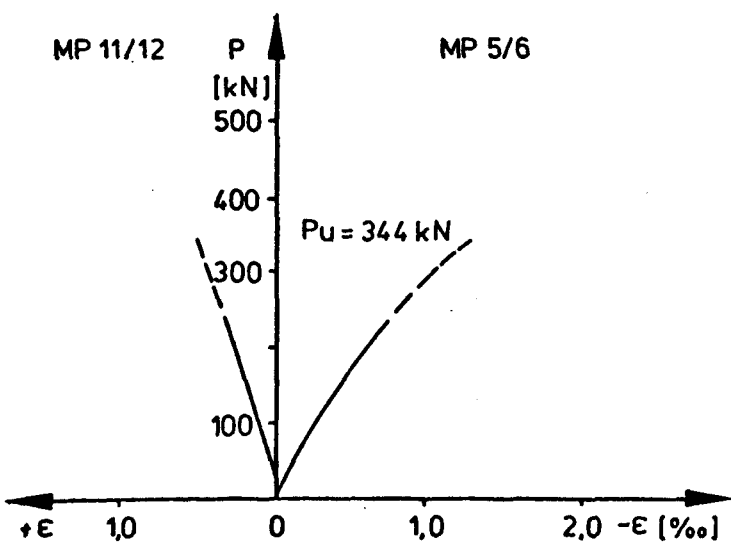
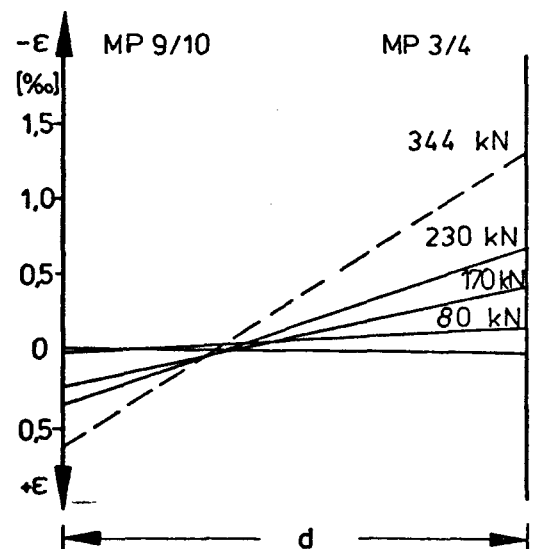
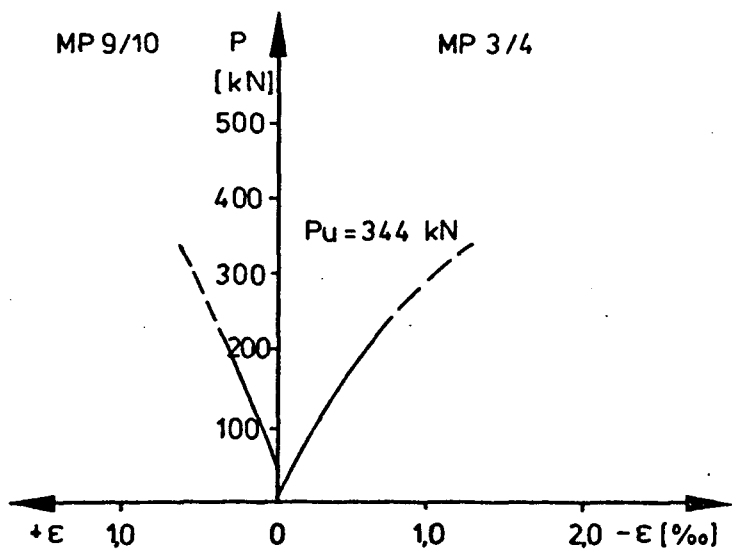
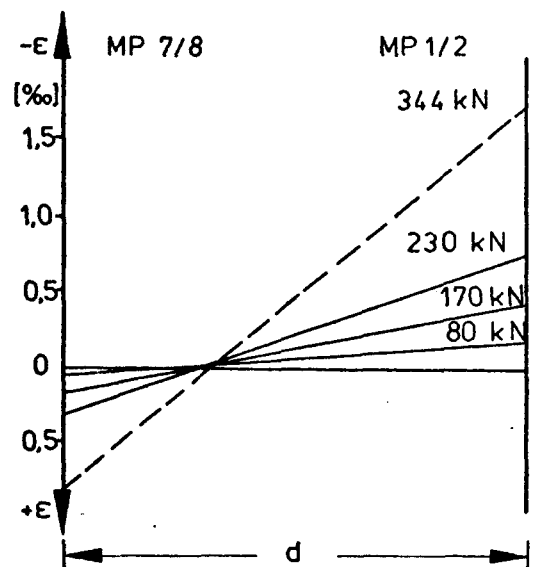
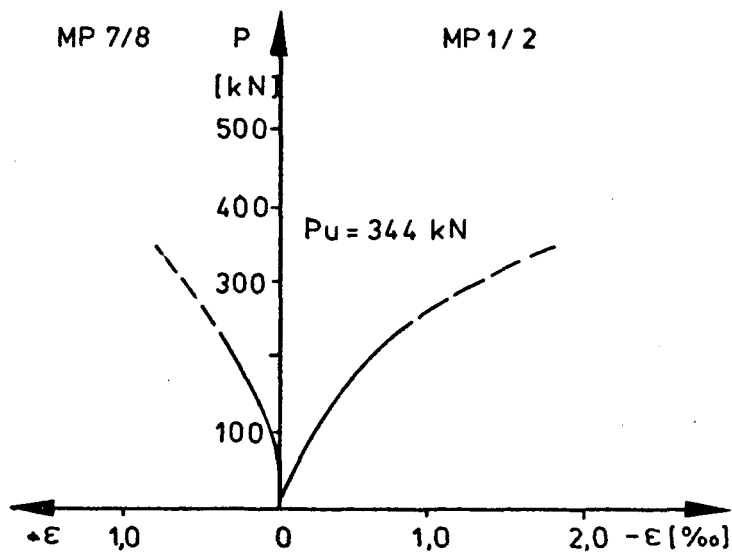


Bild Nr.20

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

Verformungen und Krümmungen bei Versuch K3

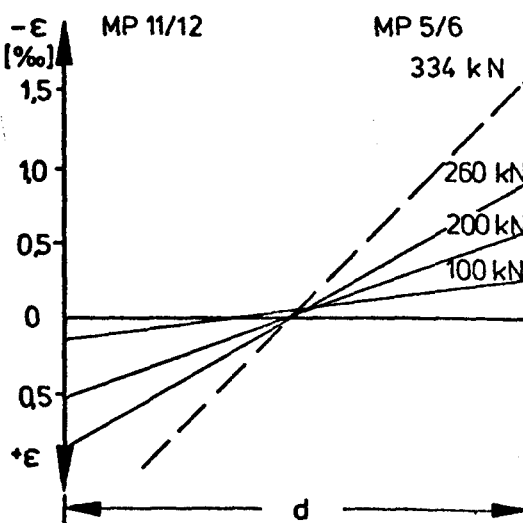
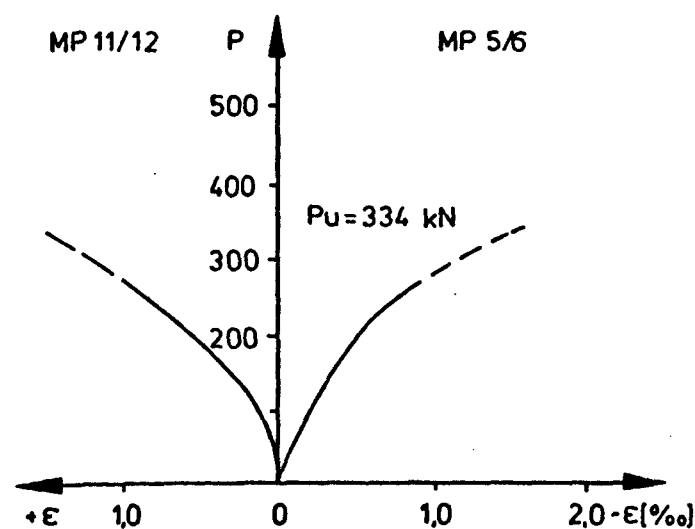
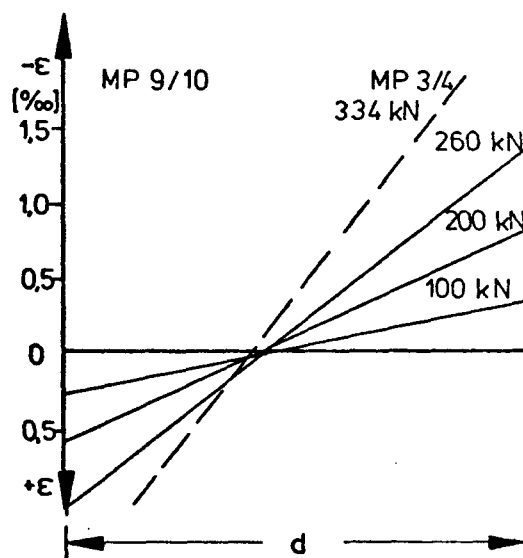
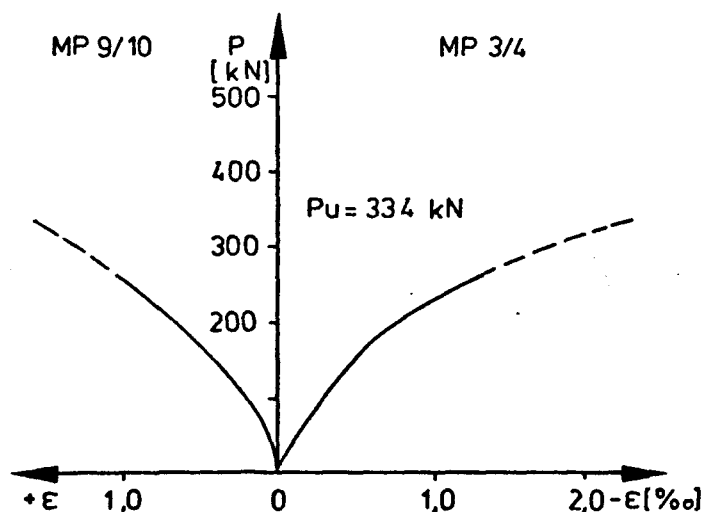
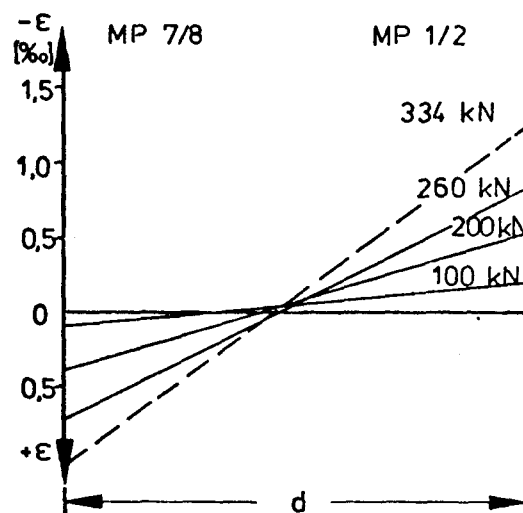
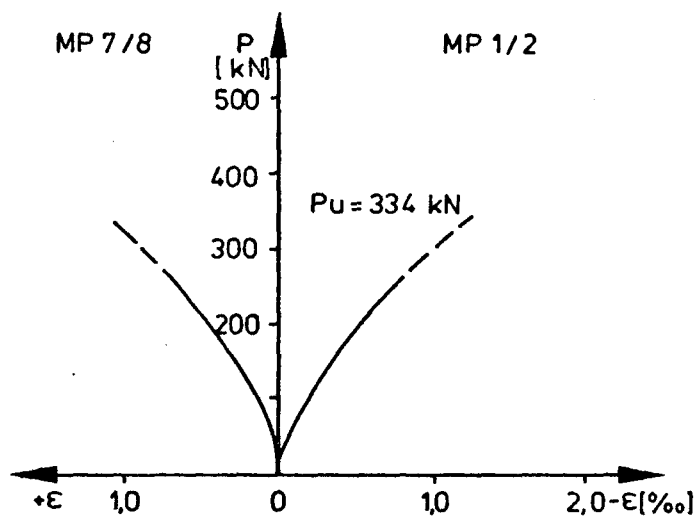


Bild Nr. 21:

Verformungen und Krümmungen bei Versuch K 4

MP ≙ MESSPUNKT

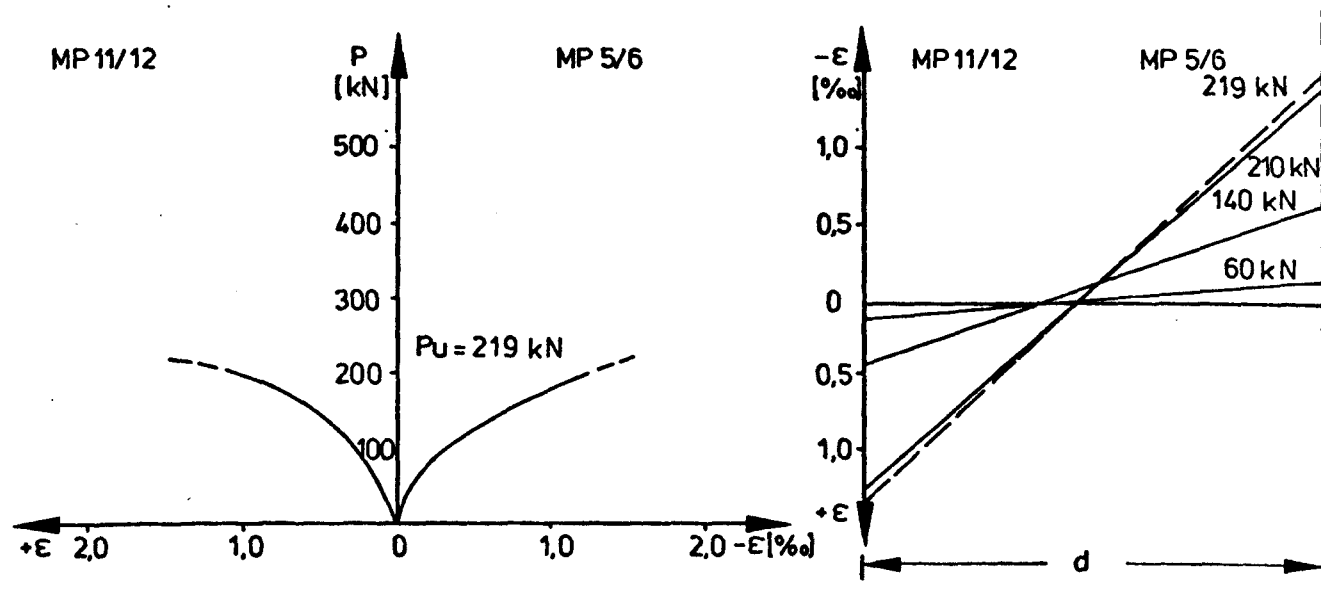
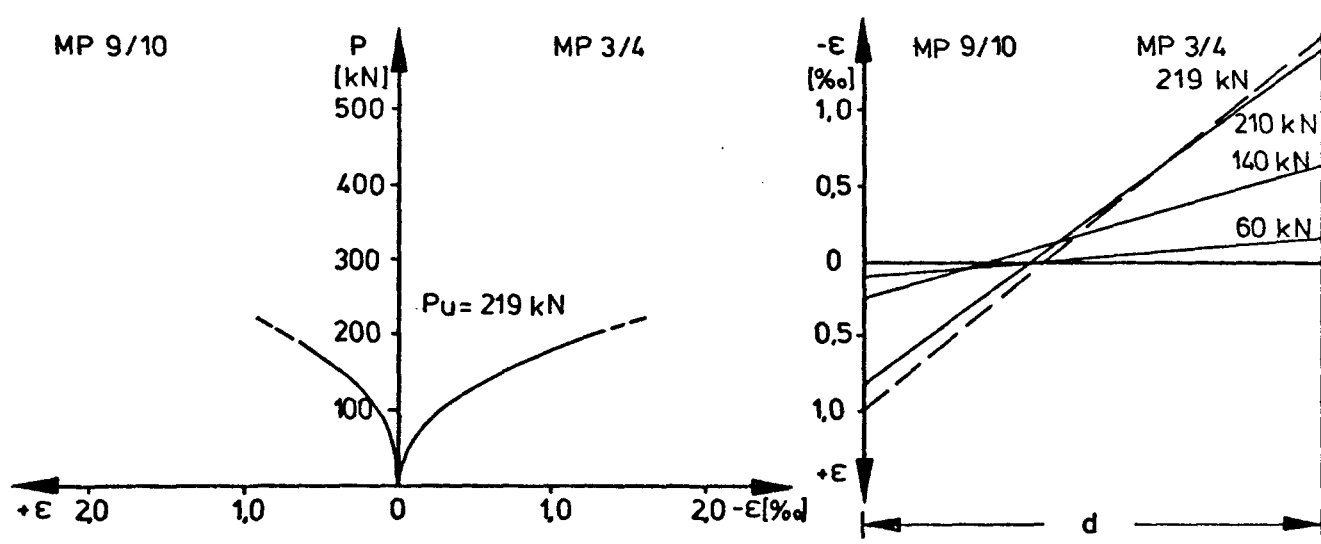
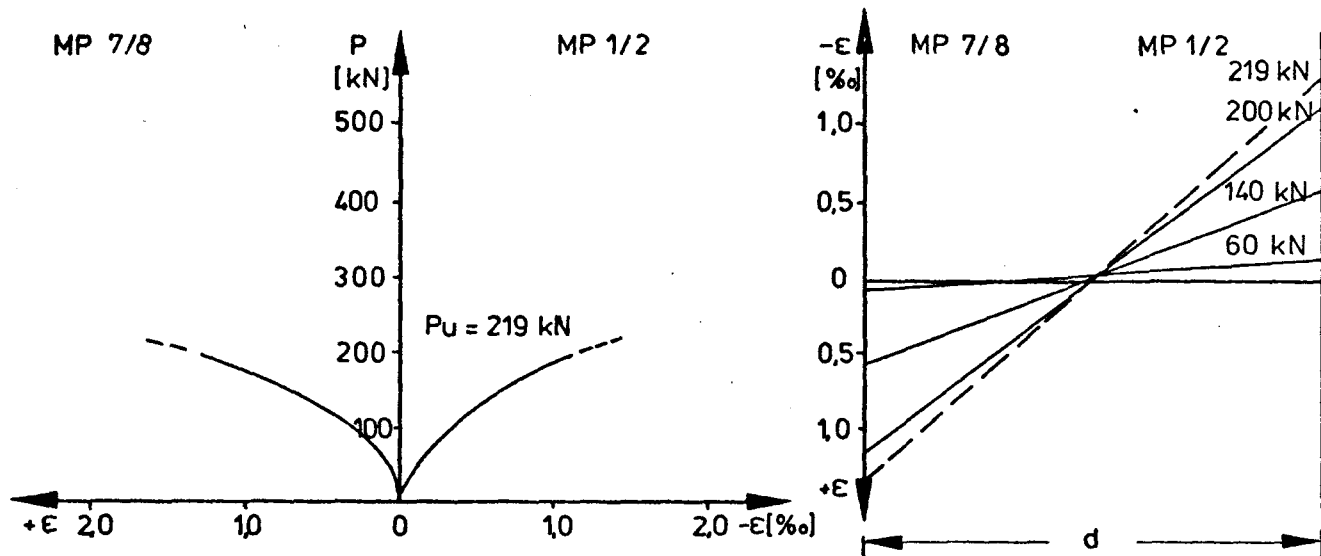


Bild Nr. 22

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

Verformungen und Krümmungen bei Versuch K 5

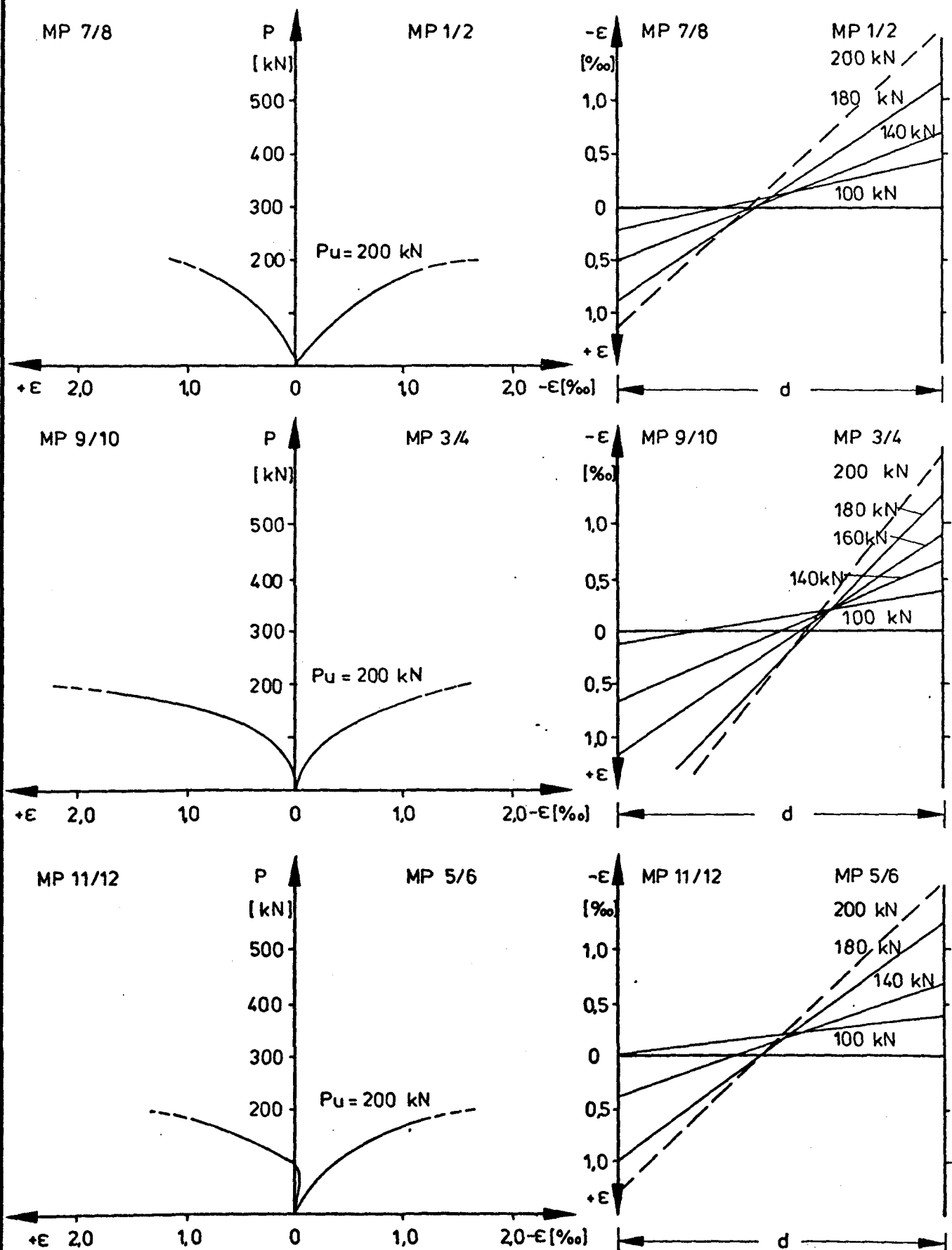


Bild Nr.23

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

Verformungen und Krümmungen bei Versuch K6

DIE MESSPUNKTE BEFINDEN SICH
IN DEN VIERTELSPUNKTEN UND
IN PFEILERMITTE

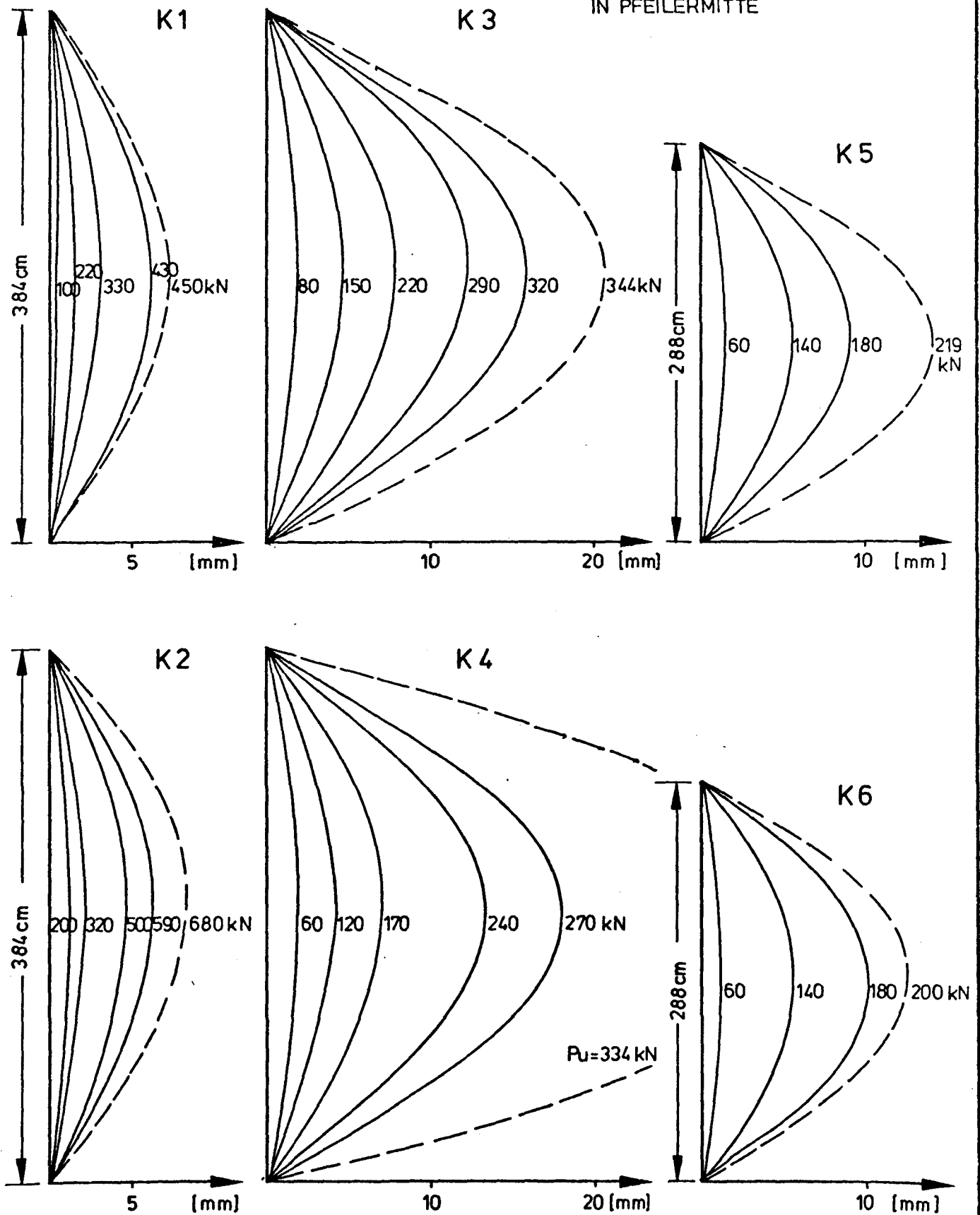


Bild Nr. 24

Durchbiegungen der Kurzzeitstützen bei Belastung
bis zum Bruch

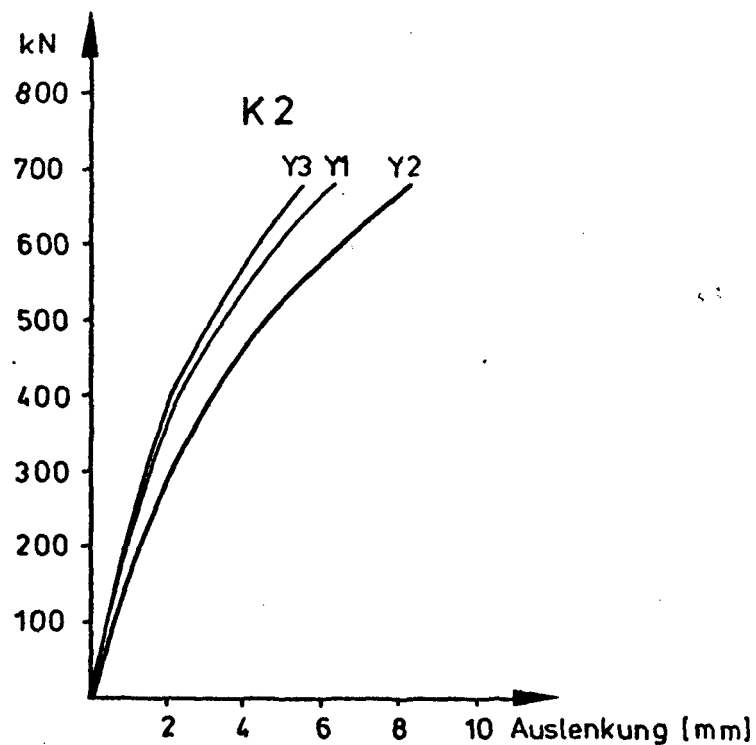
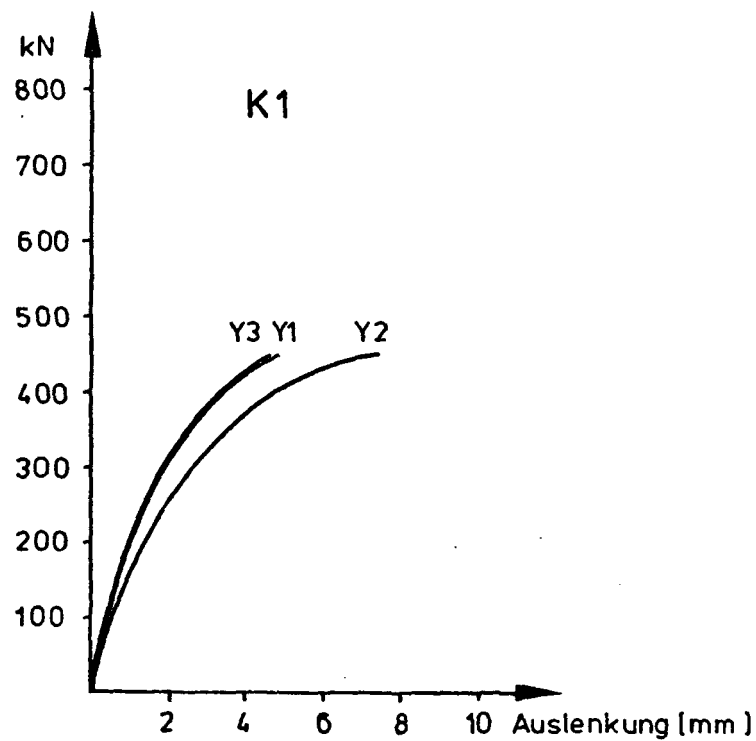


Bild Nr. 25:

Durchbiegung als Funktion der Belastung bei K1u. K2

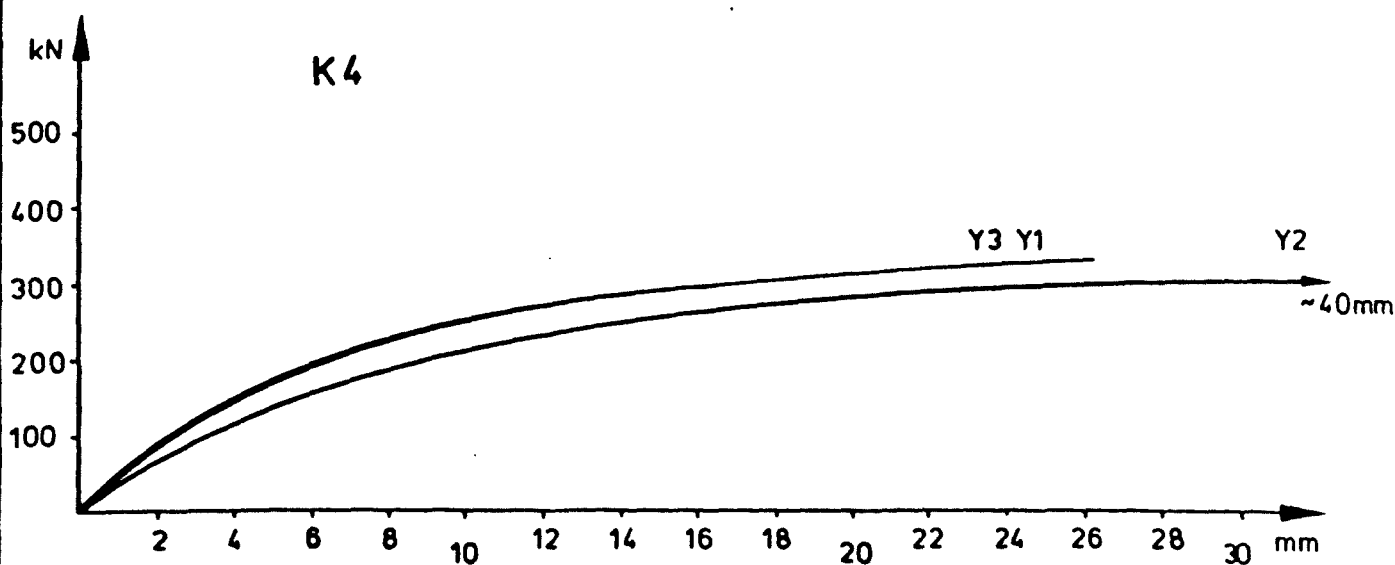
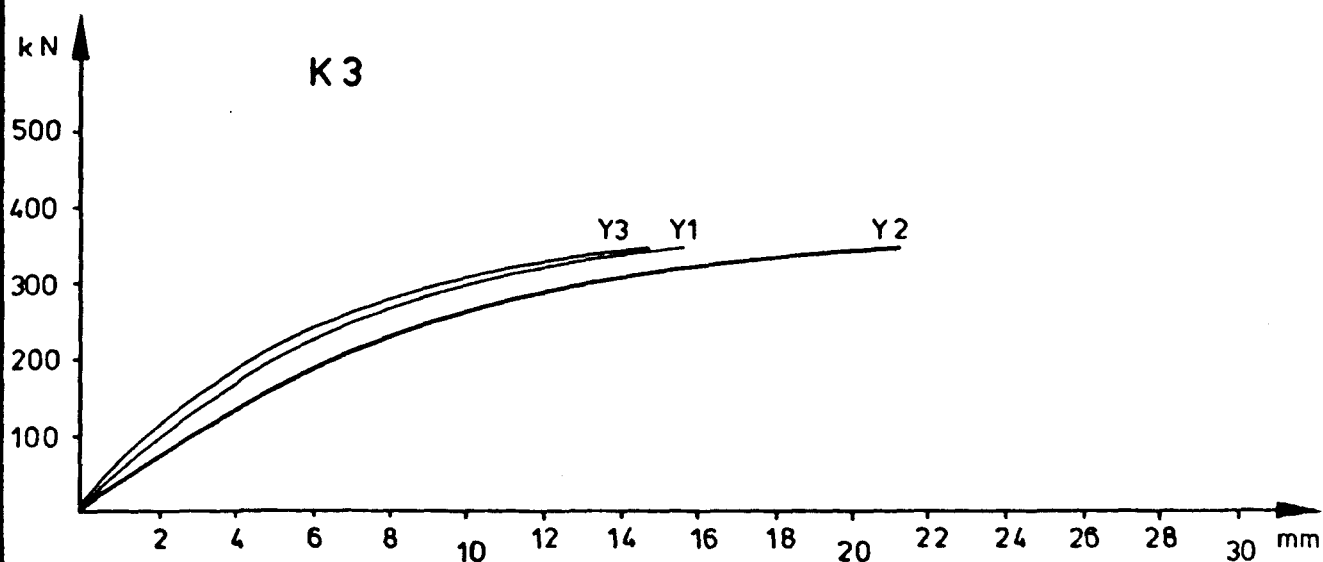


Bild Nr.26:

**Durchbiegung als Funktion der Belastung bei Versuch
K3 u.K4**

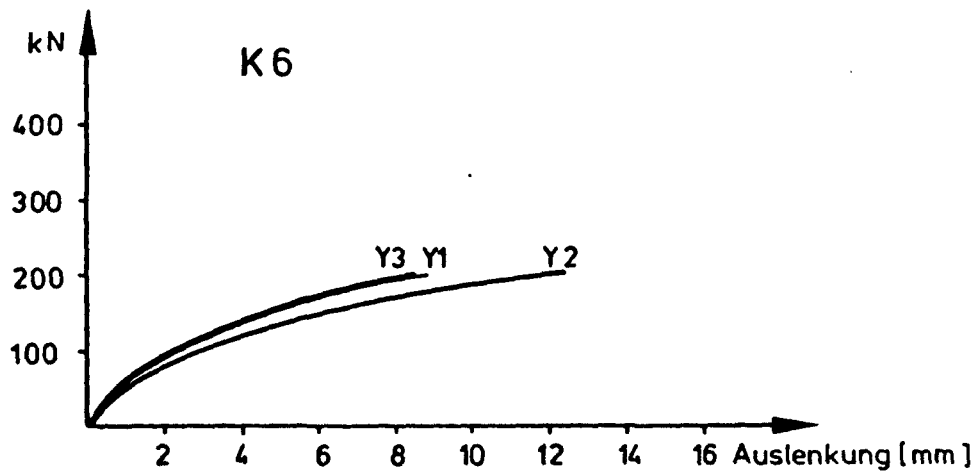
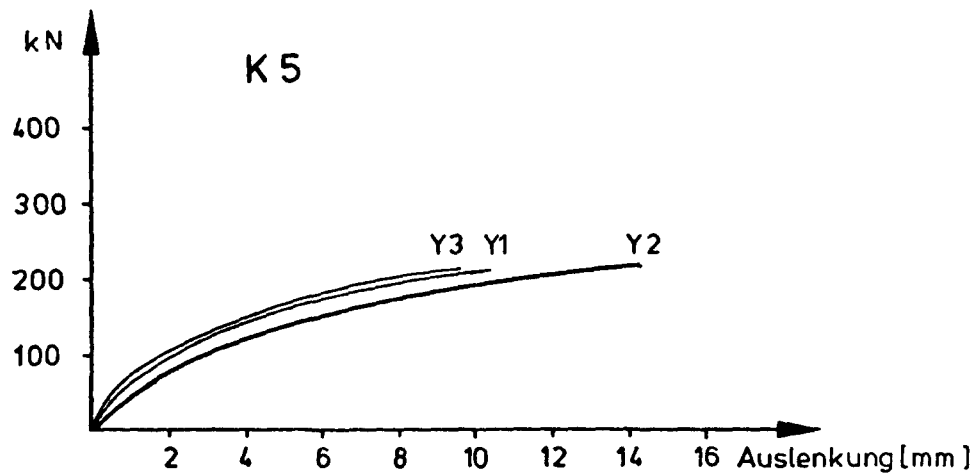


Bild Nr. 27:

Durchbiegung als Funktion der Belastung bei Versuch
K5 u. K6

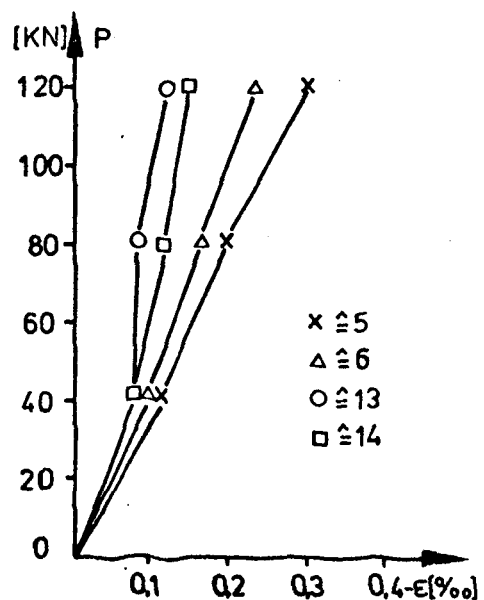
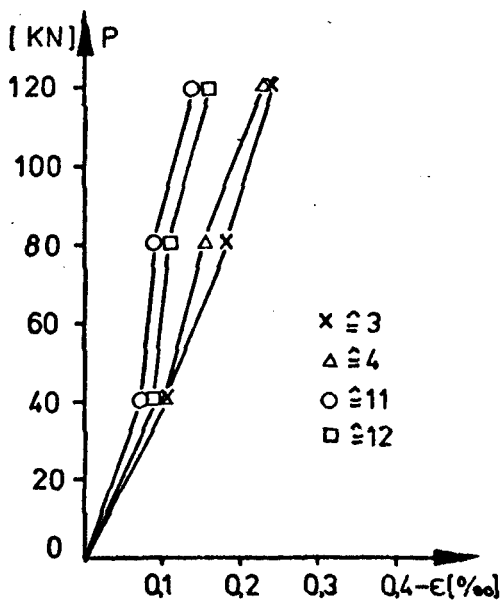
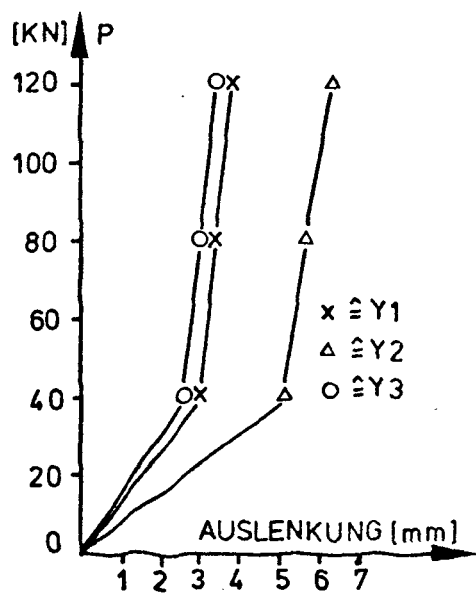
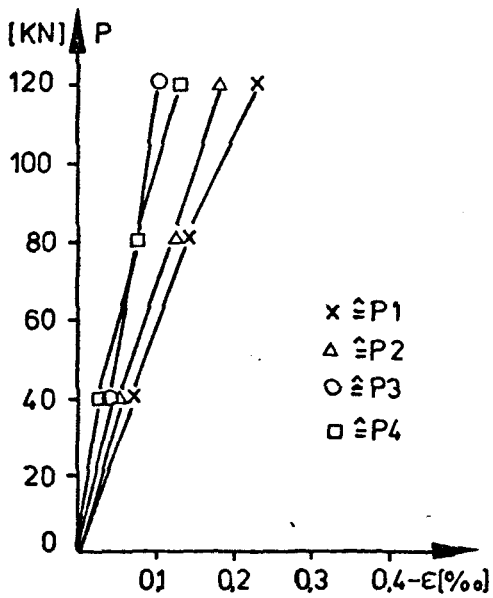
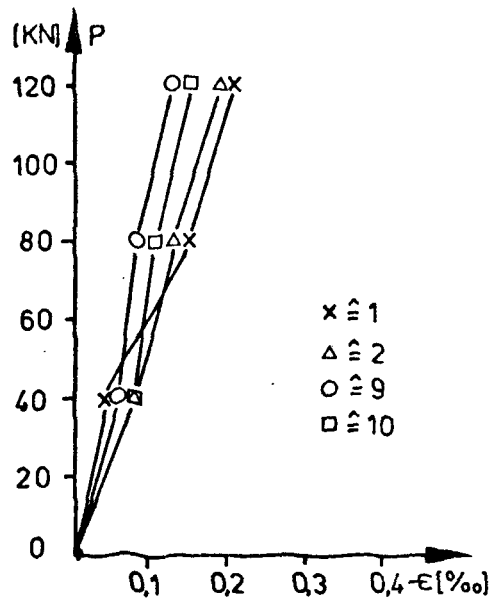
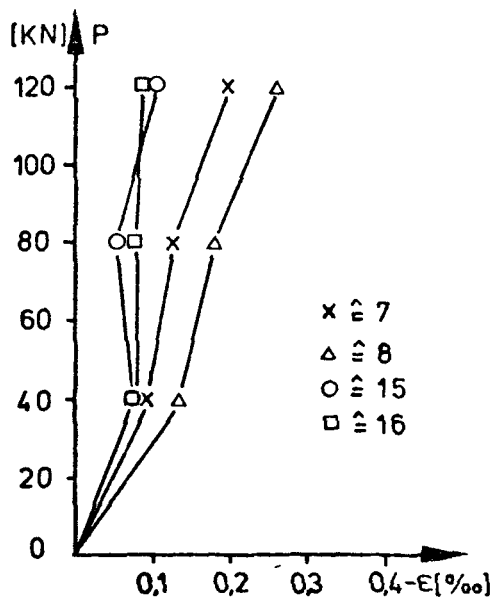


Bild Nr. 28

DIE NUMMERN BEZEICHNEN DIE AUF
BILD NR. 5 EINGEZ. MESSPUNKTE

Gemessene Verformungen bei Versuch L 1

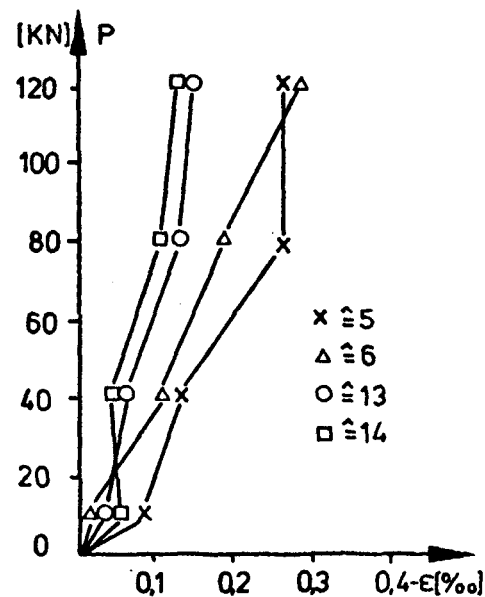
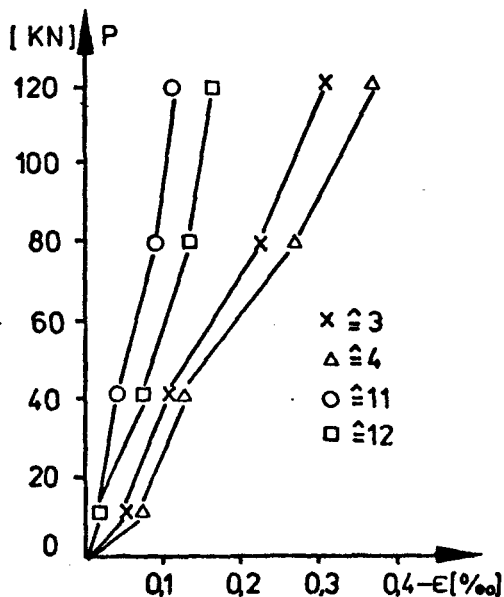
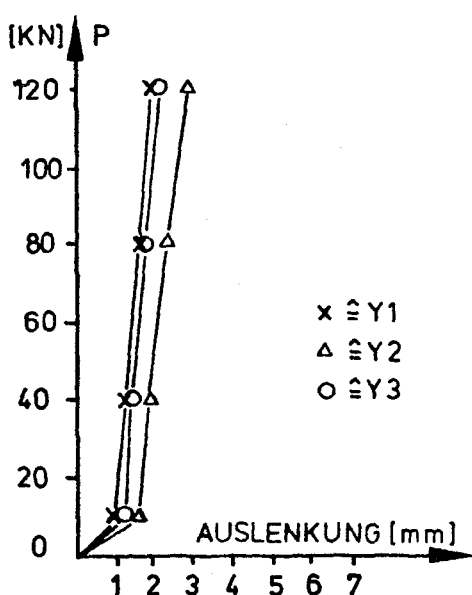
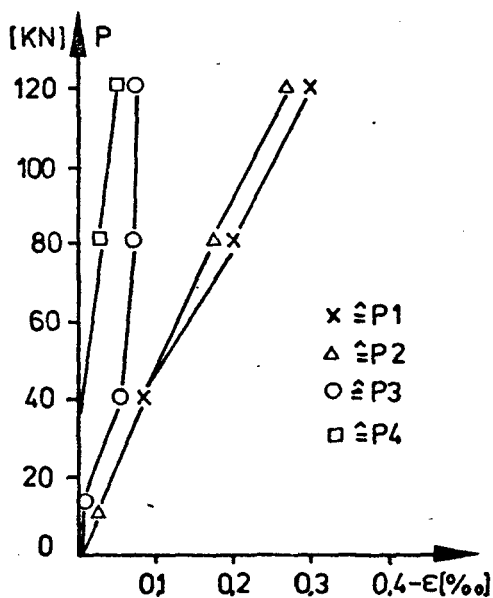
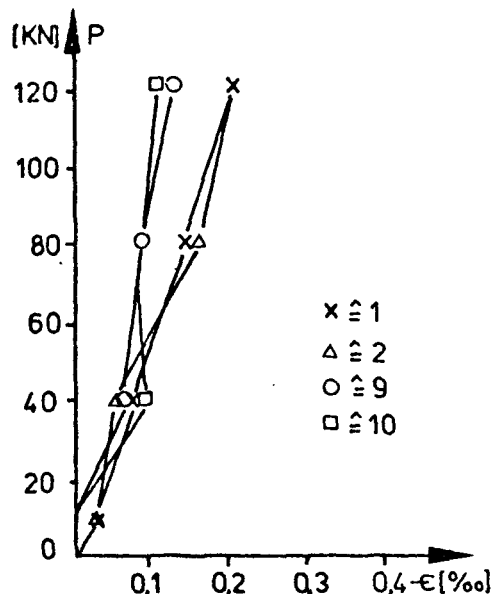
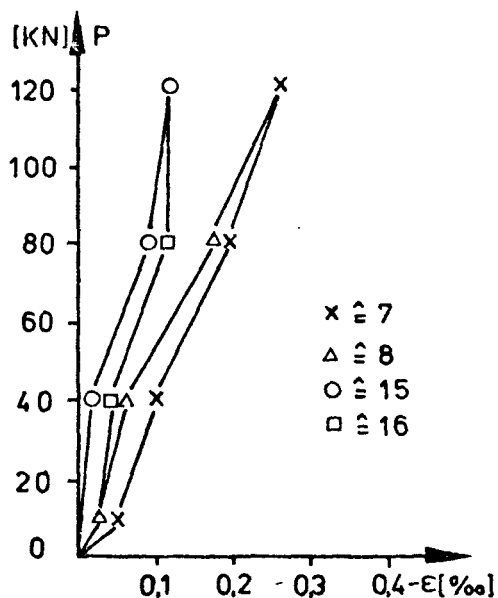


Bild Nr. 29

DIE NUMMERN BEZEICHNEN DIE AUF
BILD NR.5 EINGEZ. MESSPUNKTE

Gemessene Verformungen bei Versuch L 2

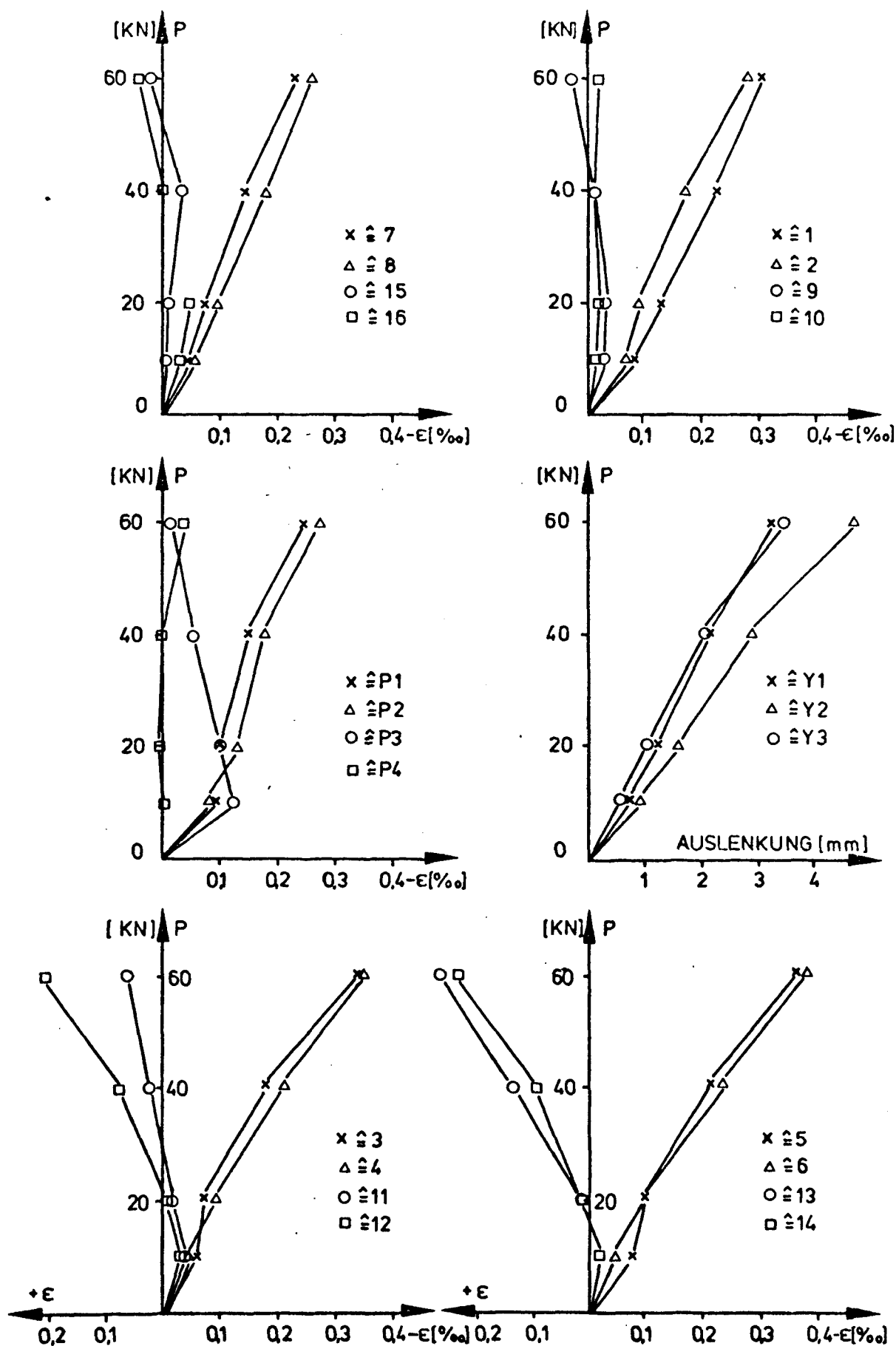


Bild Nr. 30

DIE NUMMERN BEZEICHNEN DIE AUF
BILD NR. 5 EINGEZ. MESSPUNKTE

Gemessene Verformungen bei Versuch L 3

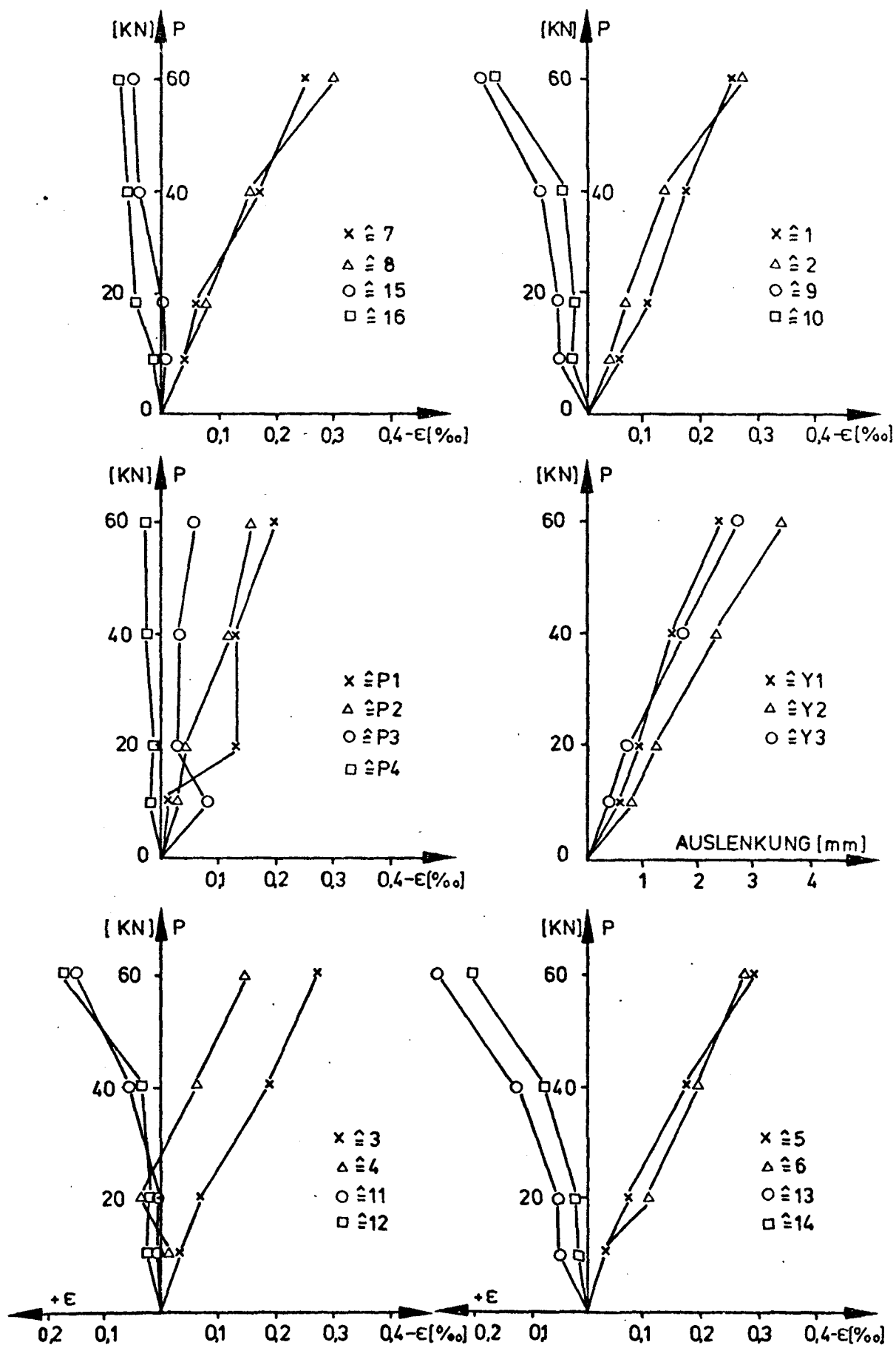


Bild Nr. 31

DIE NUMMERN BEZEICHNEN DIE AUF
BILD NR. 5 EINGEZ. MESSPUNKTE

Gemessene Verformungen bei Versuch L 4

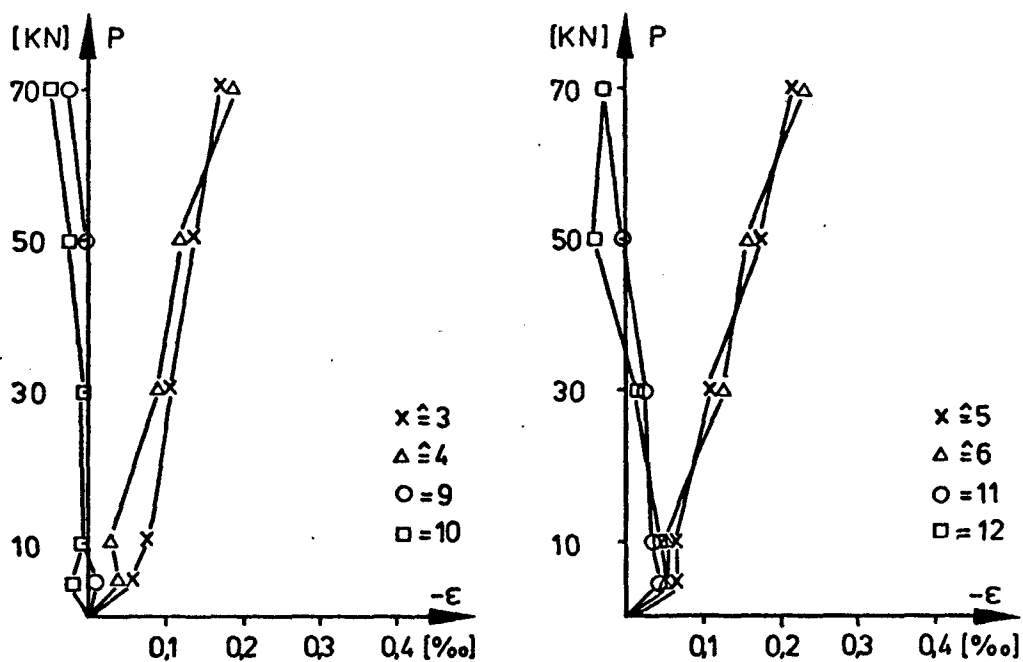
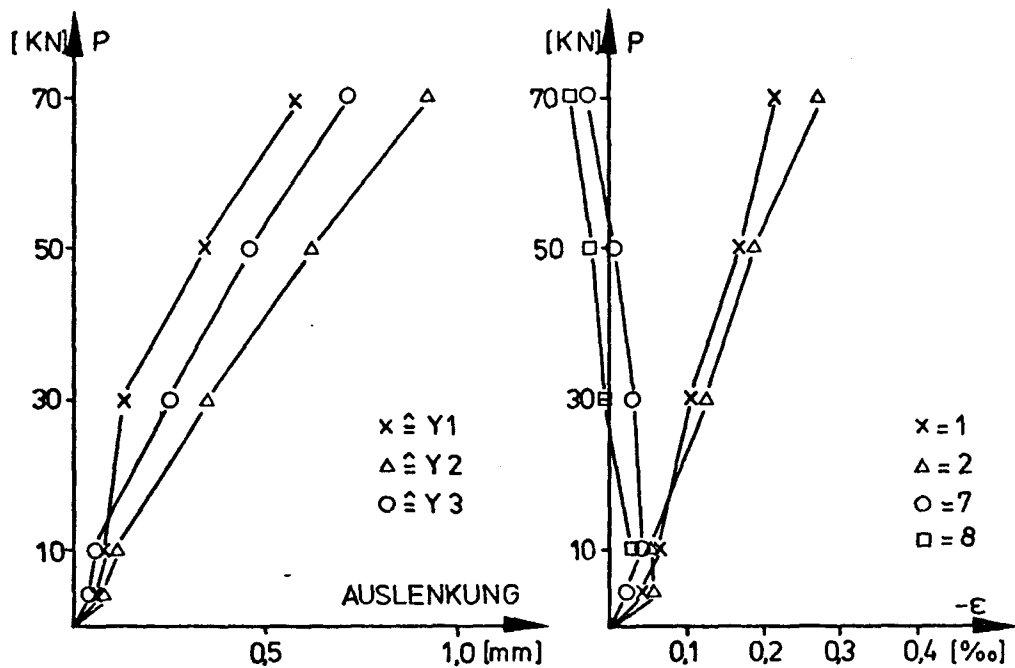


Bild Nr. 32:

Gemessene Verformungen bei Versuch L 5

DIE NUMMERN BEZEICHNEN DIE AUF
BILD NR.: 5 EINGEZ. MESSPUNKTE

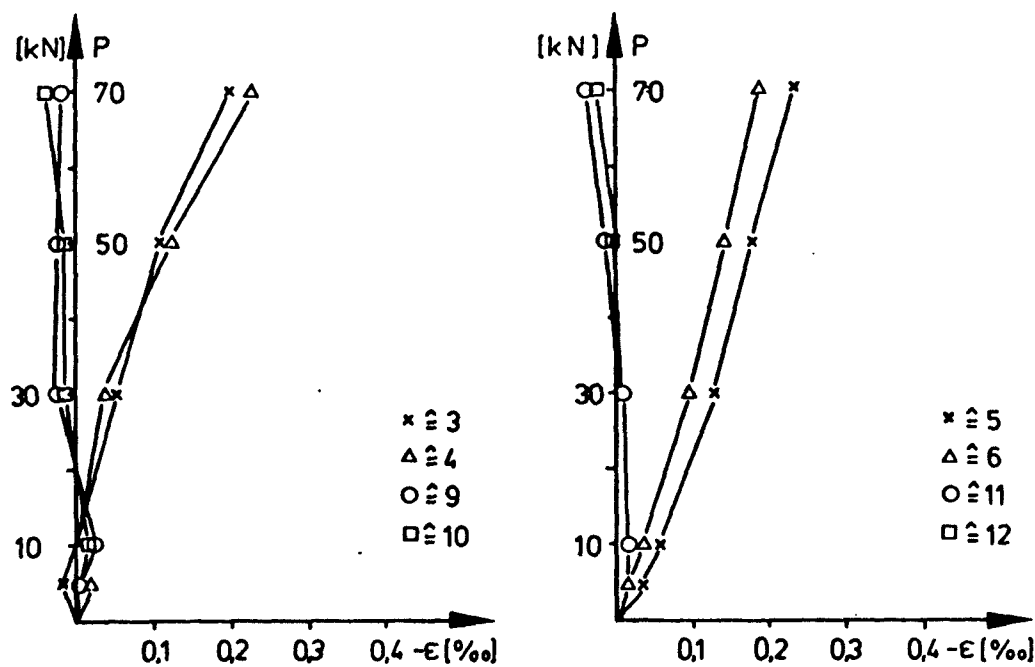
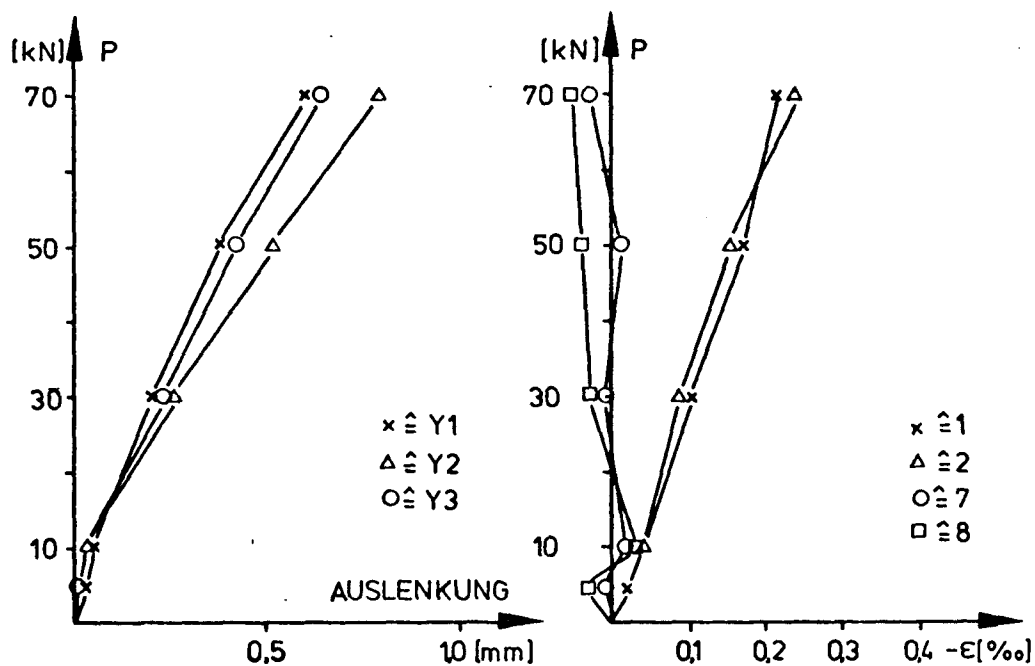


Bild Nr. 33:

DIE NUMMERN BEZEICHNEN DIE AUF
BILD NR. 5 EINGEZ. MESSPUNKTE

Gemessene Verformungen bei Versuch L 6

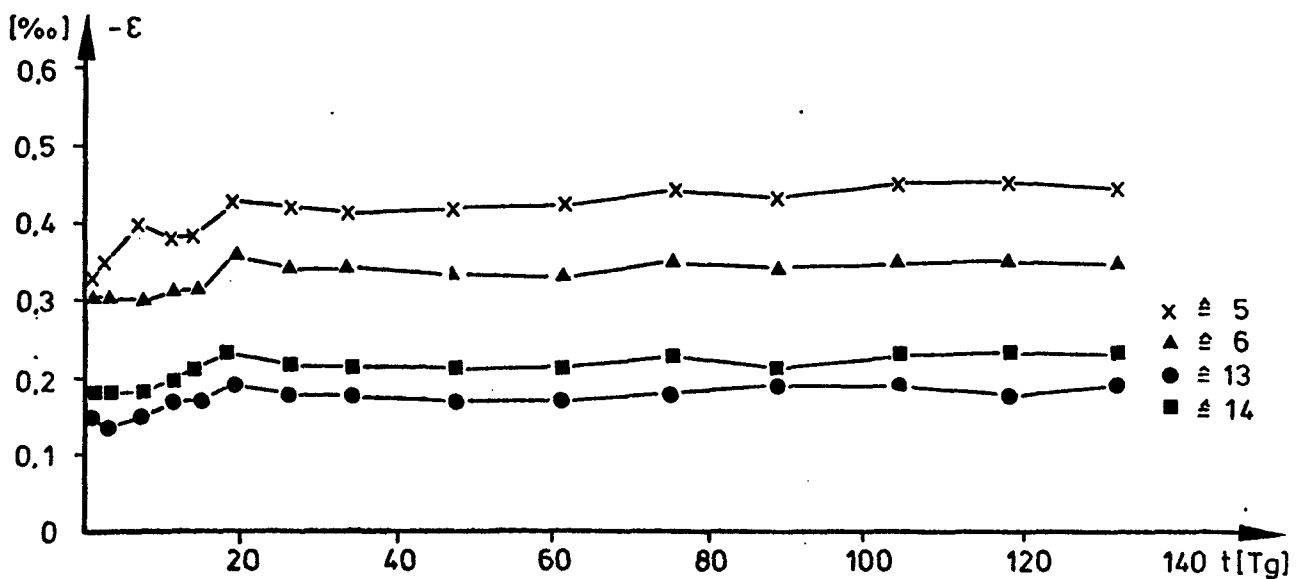
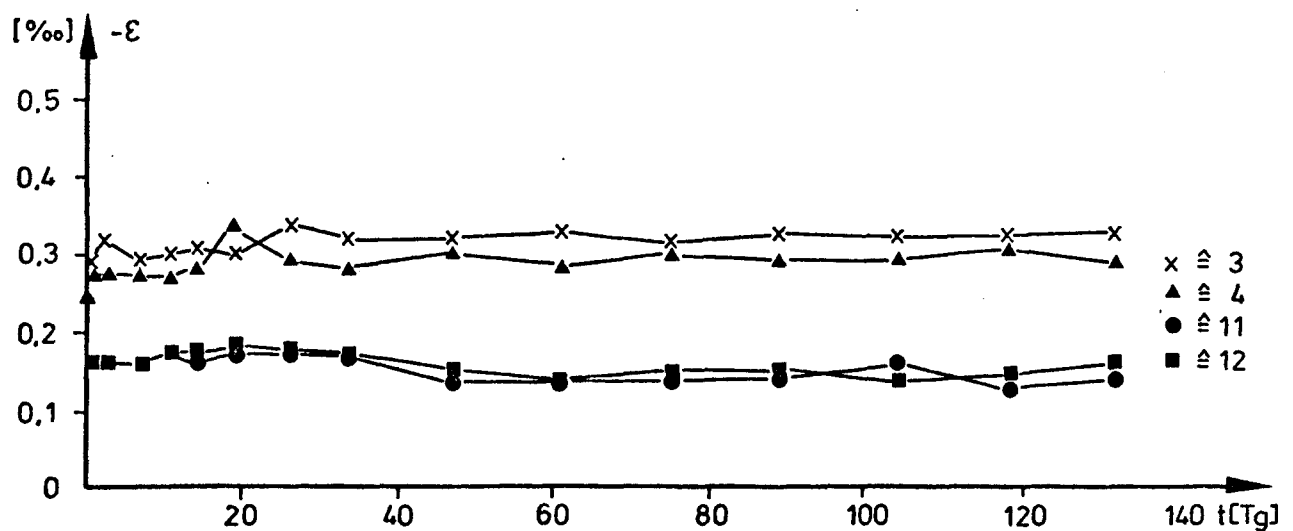
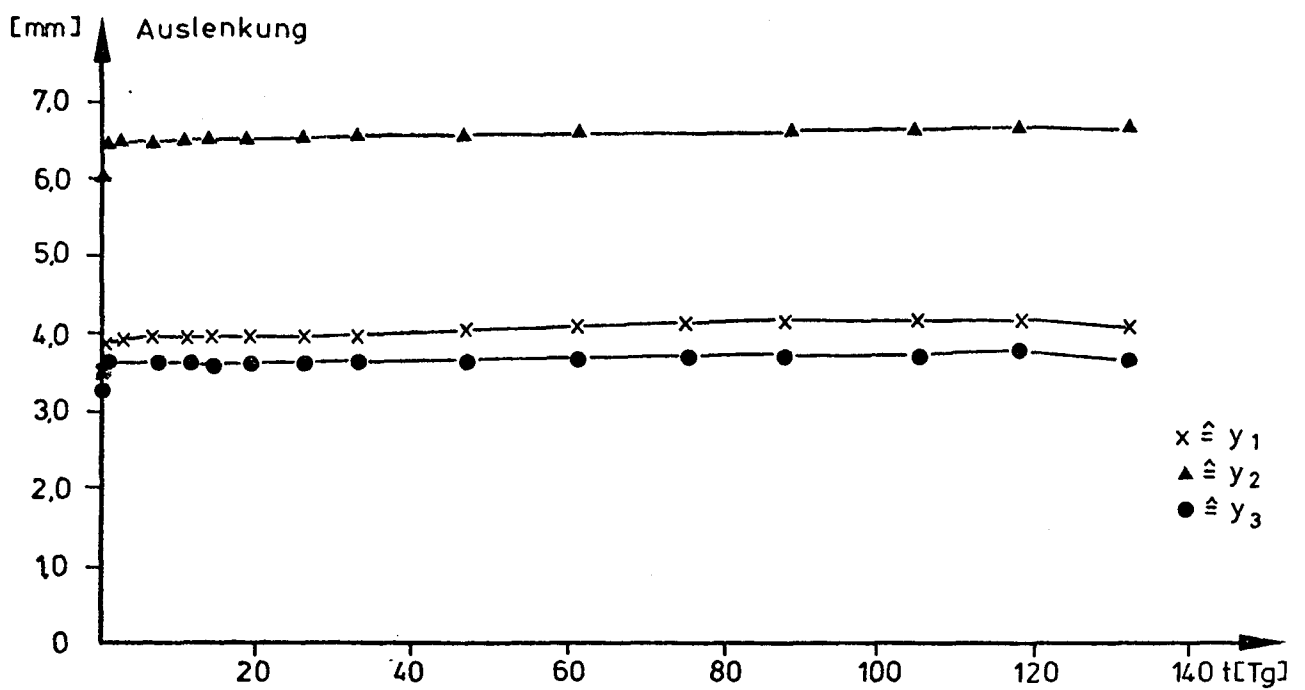


Bild Nr. 34 :

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 1

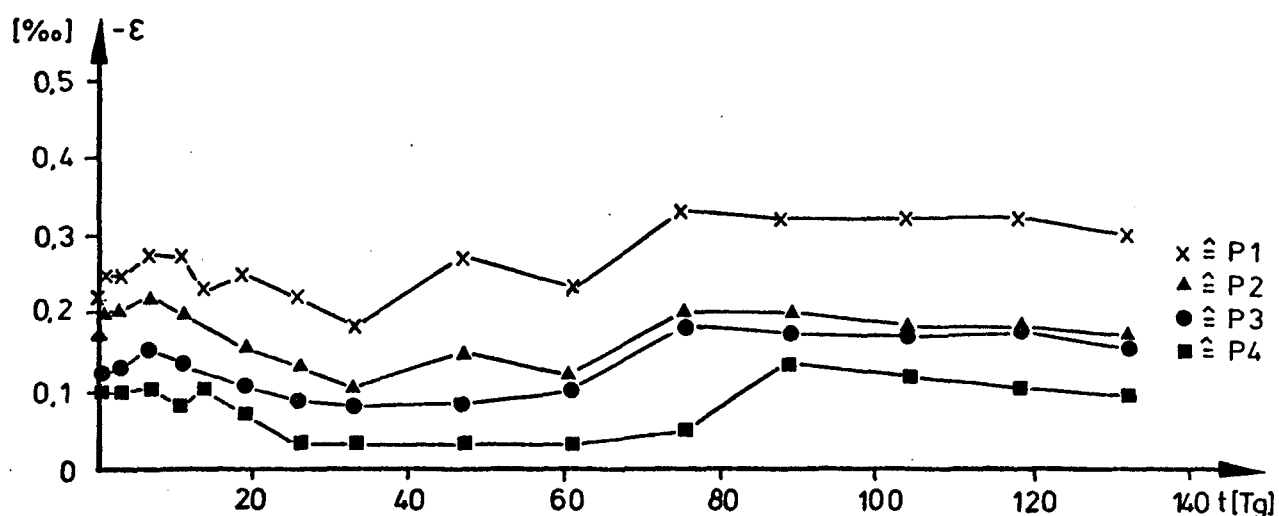
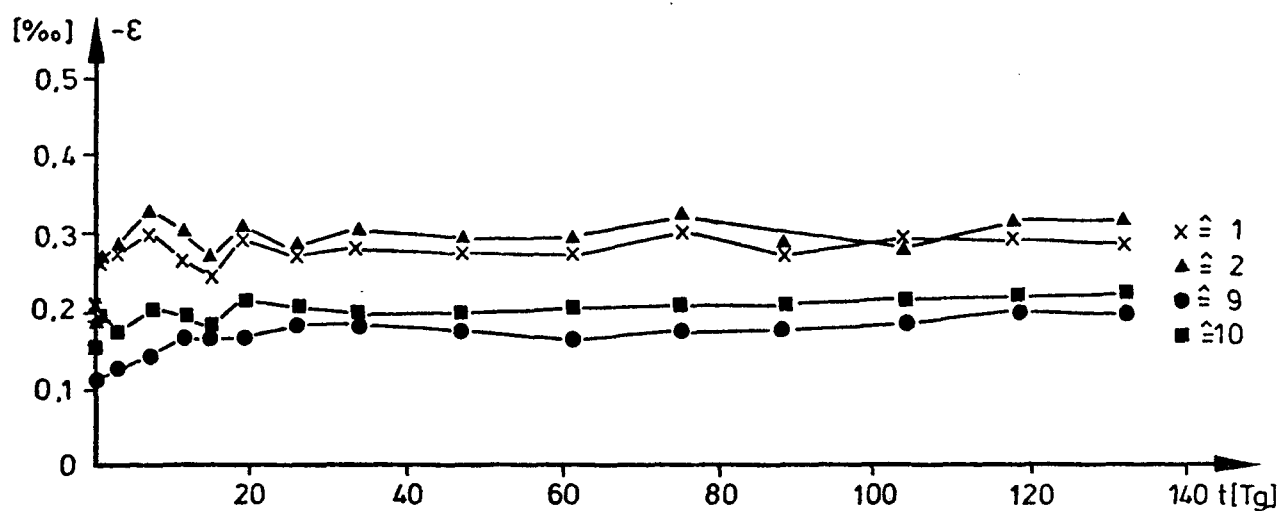
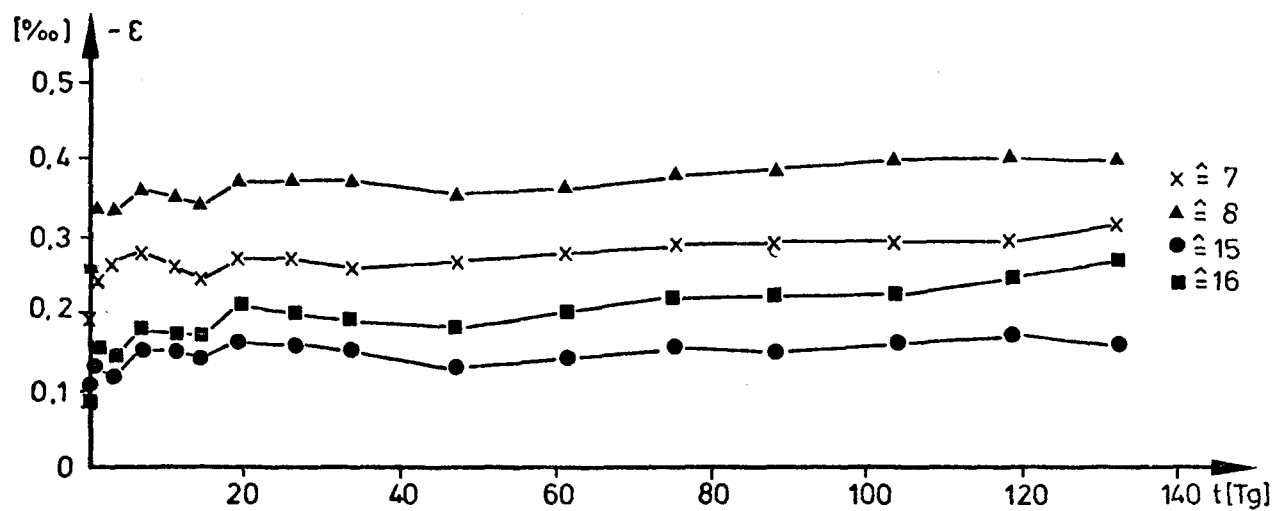


Bild Nr. 35 :

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 1

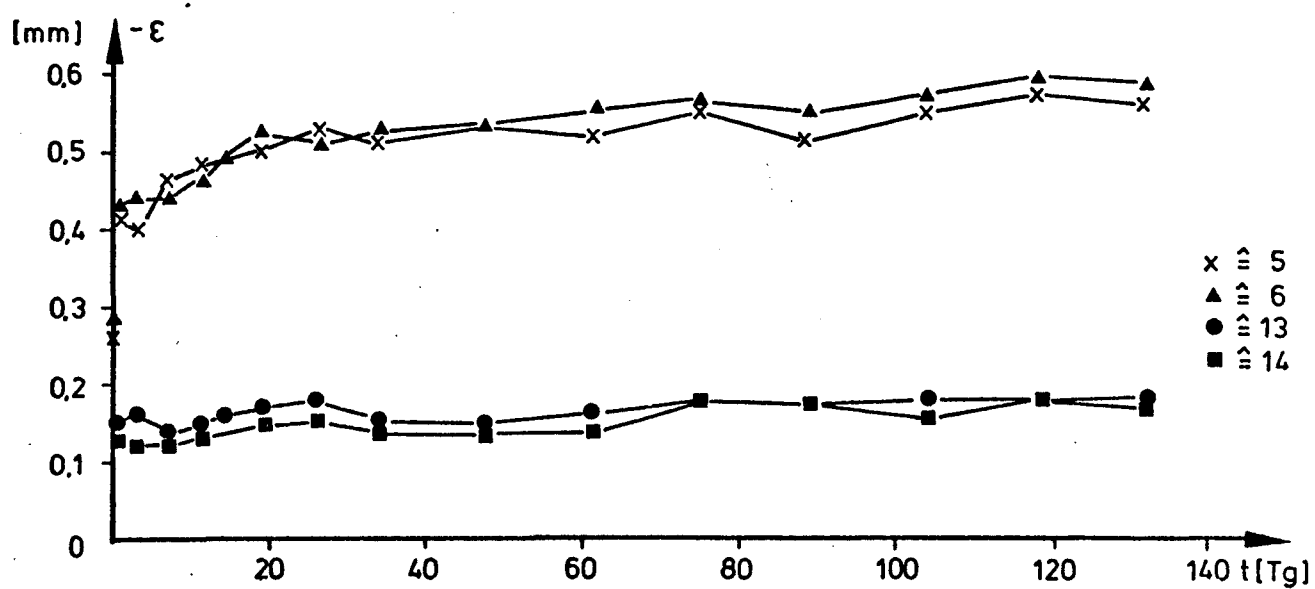
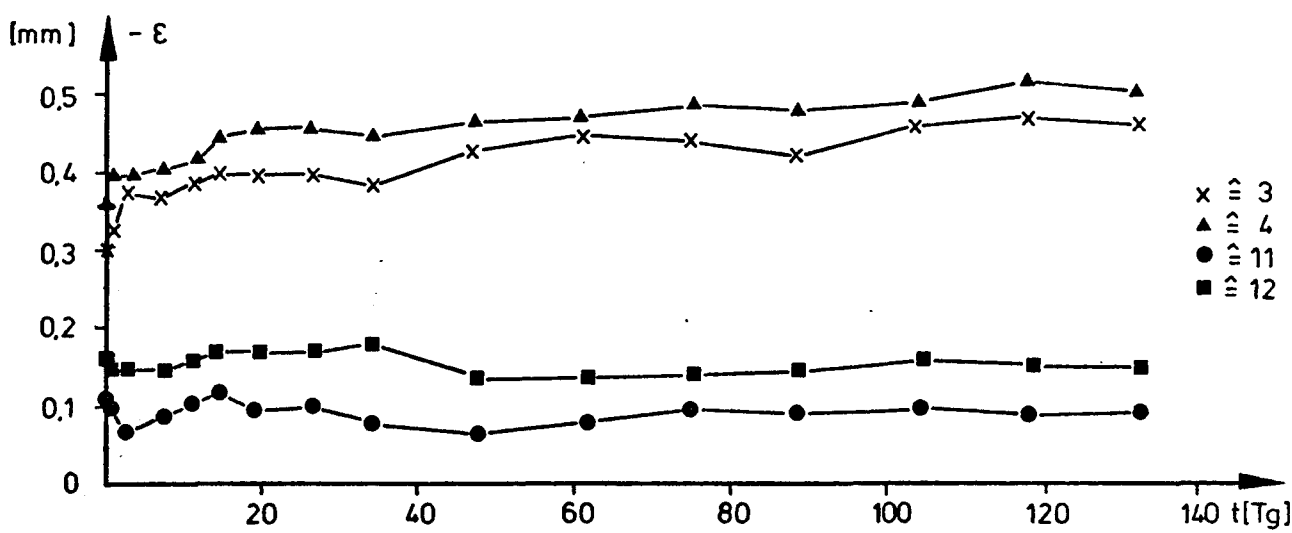
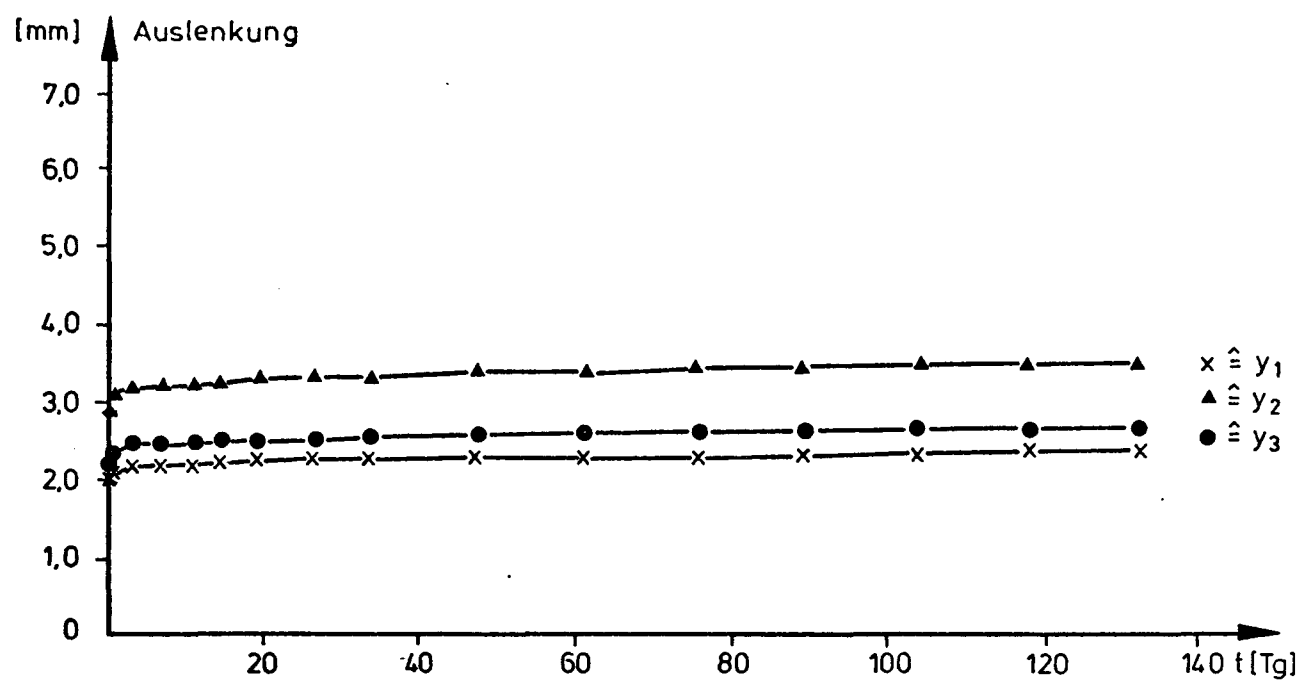


Bild Nr. 36 :

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 2

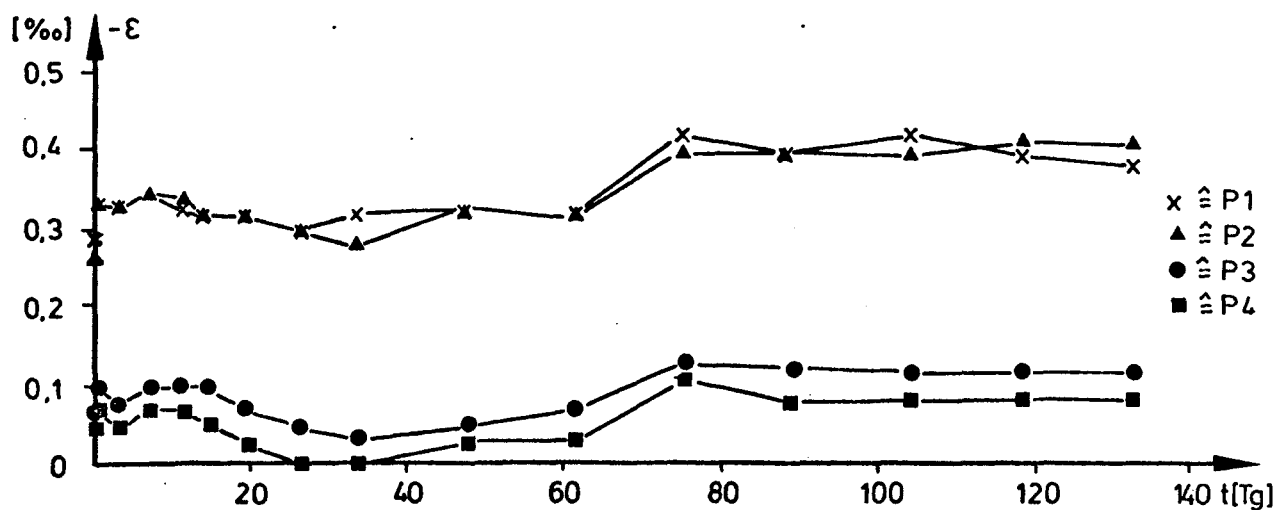
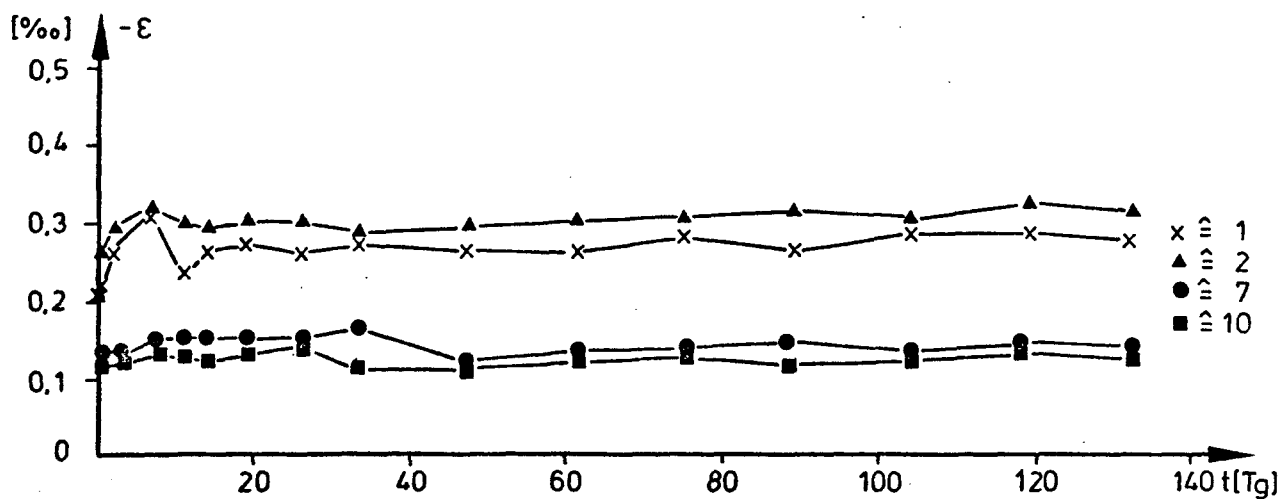
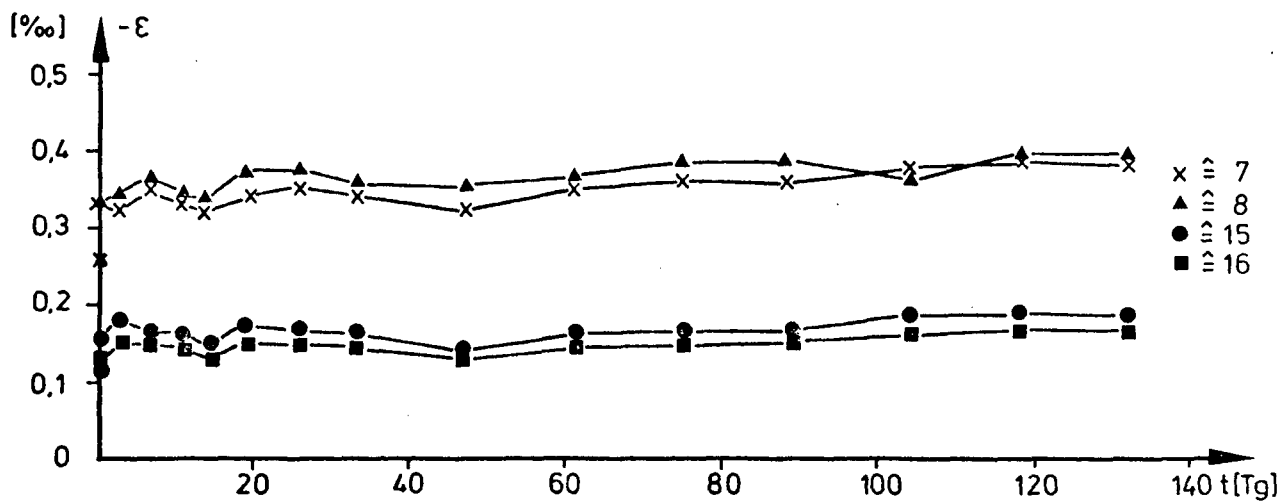


Bild Nr. 37:

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 2

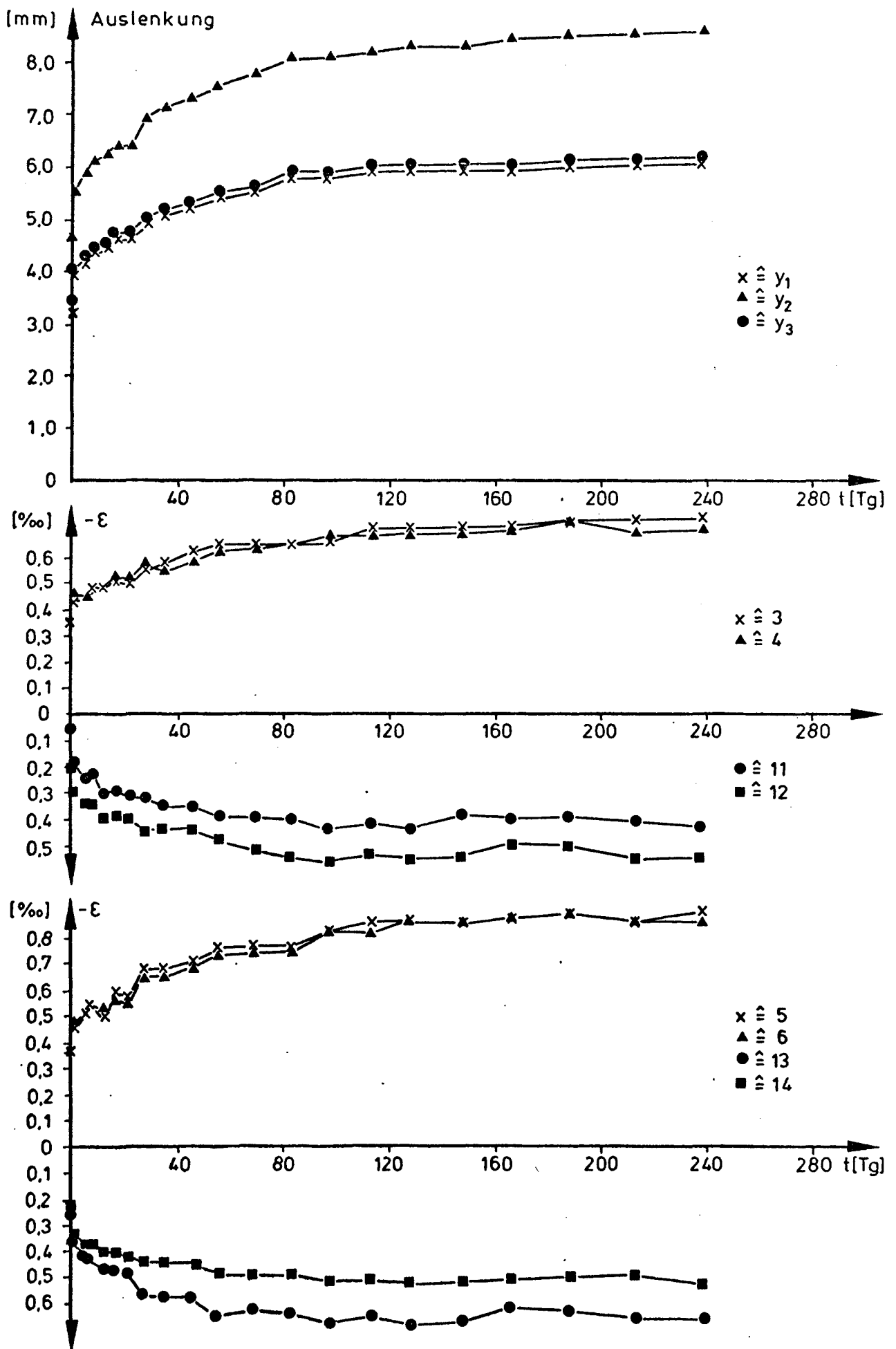


Bild Nr. 38 :

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 3

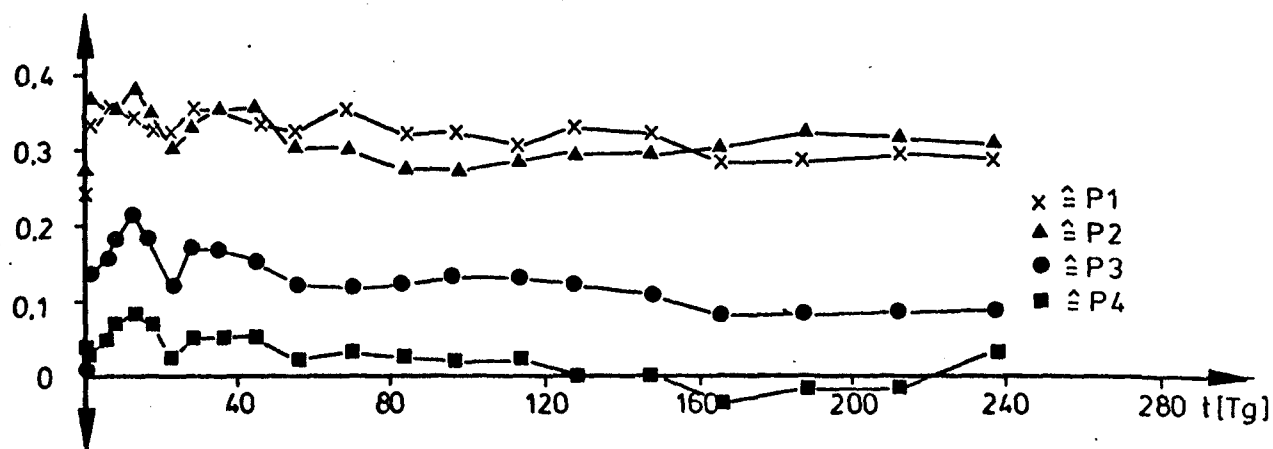
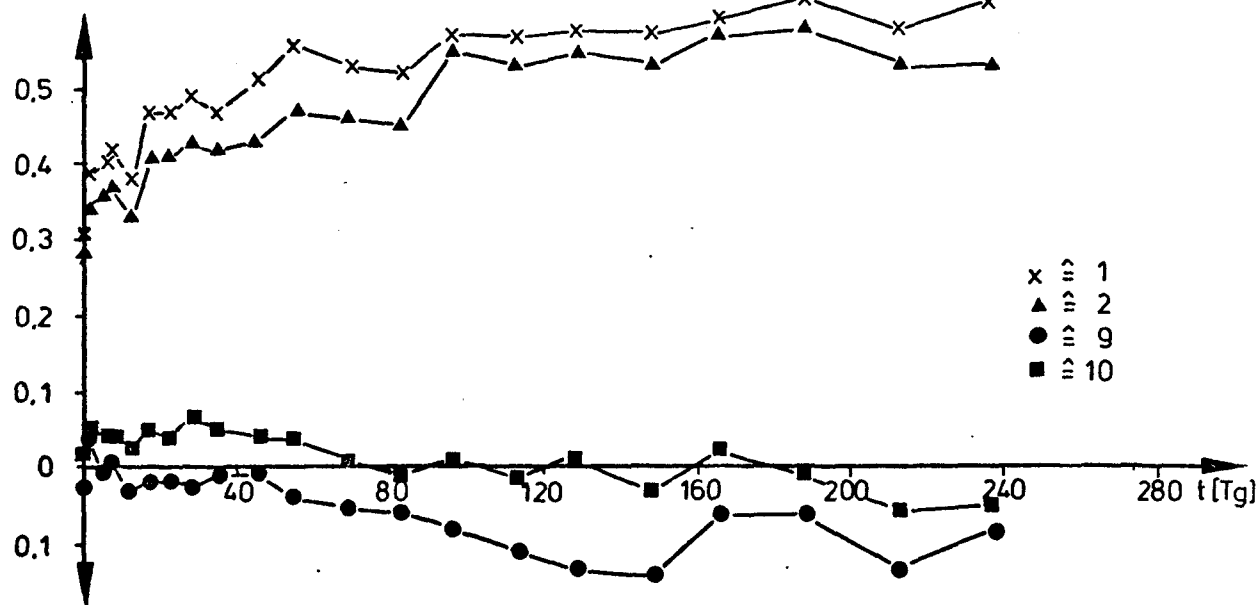
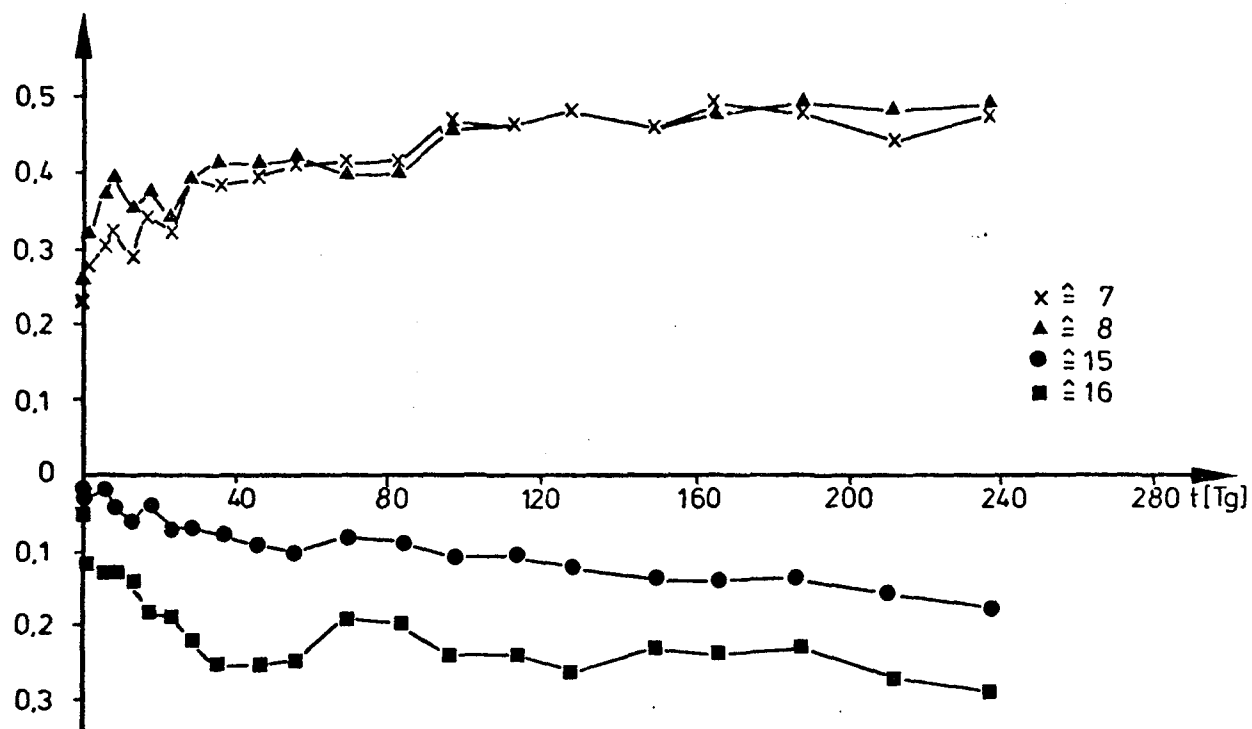


Bild Nr. 39:

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 3

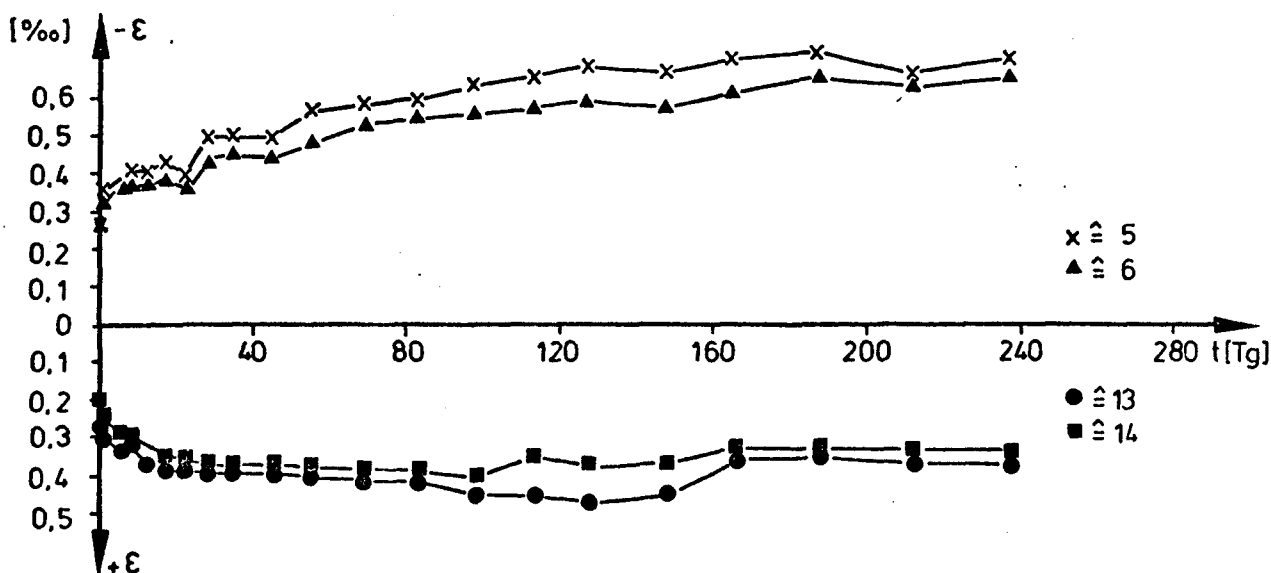
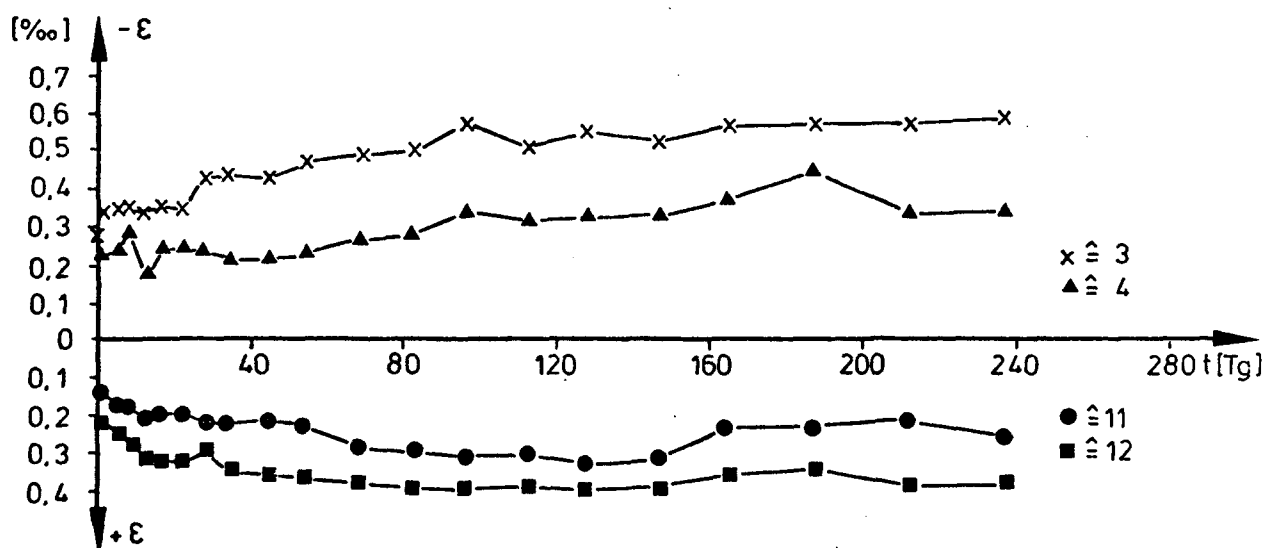
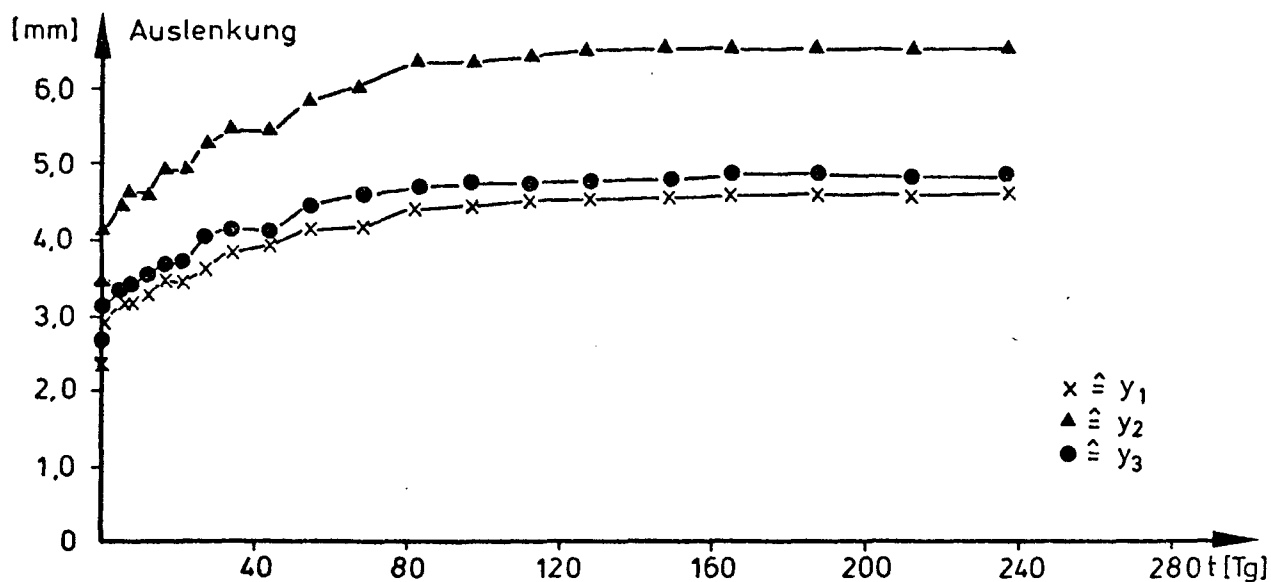


Bild Nr. 40 :

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 4

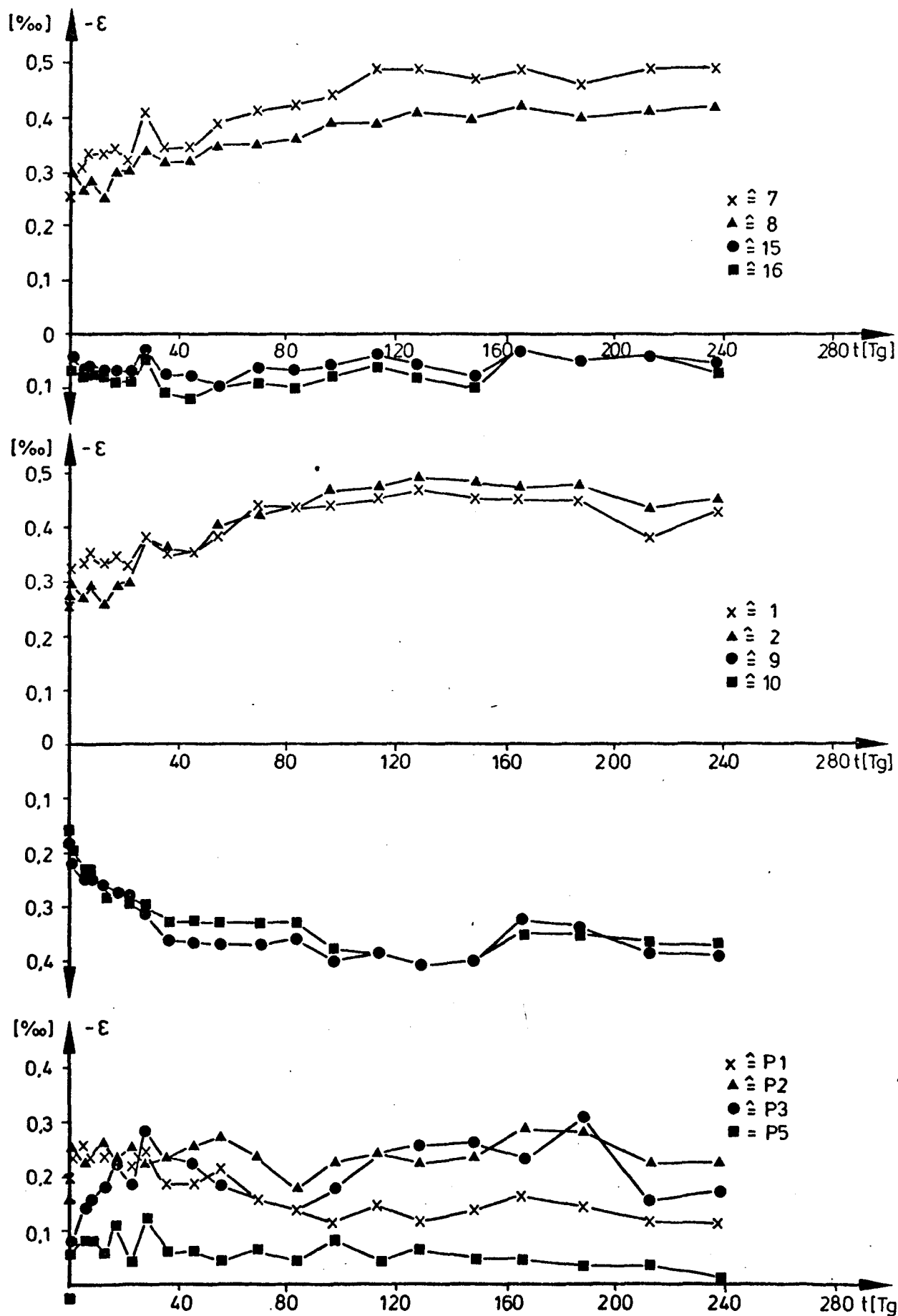


Bild Nr. 41 :

Zeitabh. Verformungen bei Versuch L 4

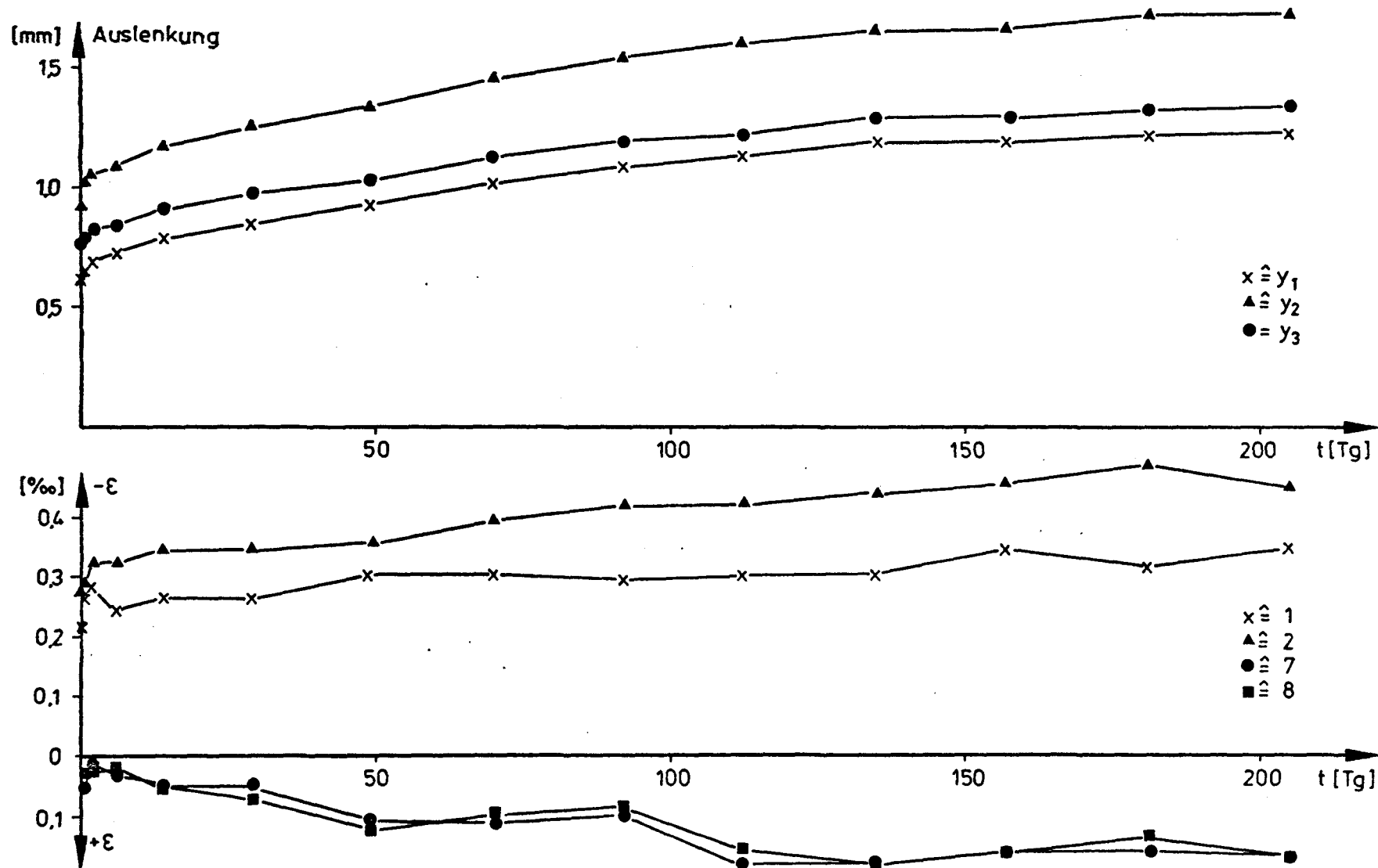


Bild Nr. 42 :

Zeitabhängige Verformungen bei Versuch L 5

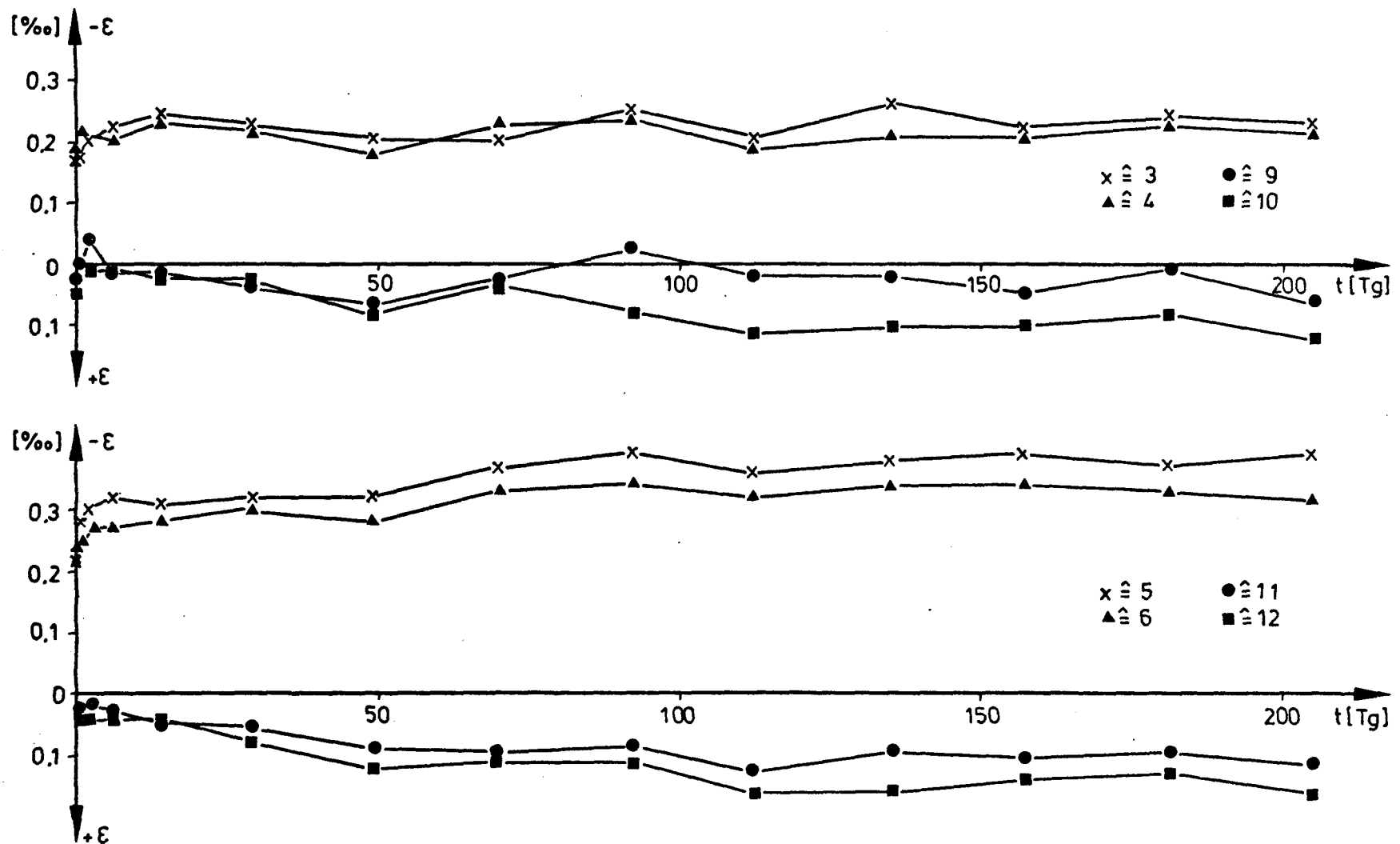


Bild Nr. 43 :

Zeitabhängige Verformungen bei Versuch L 5

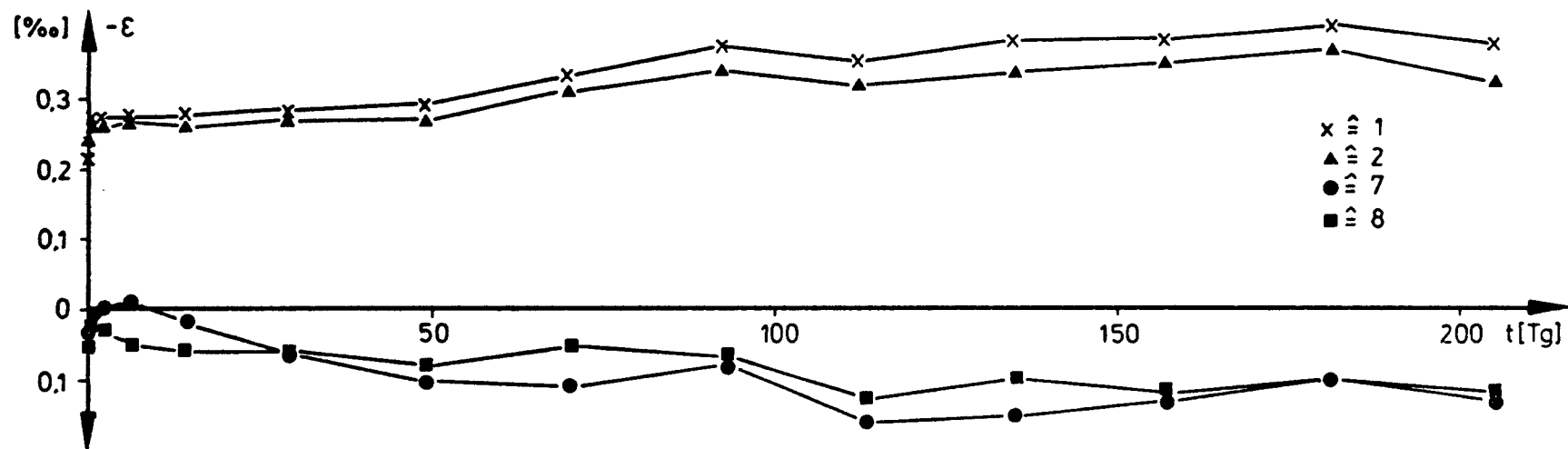
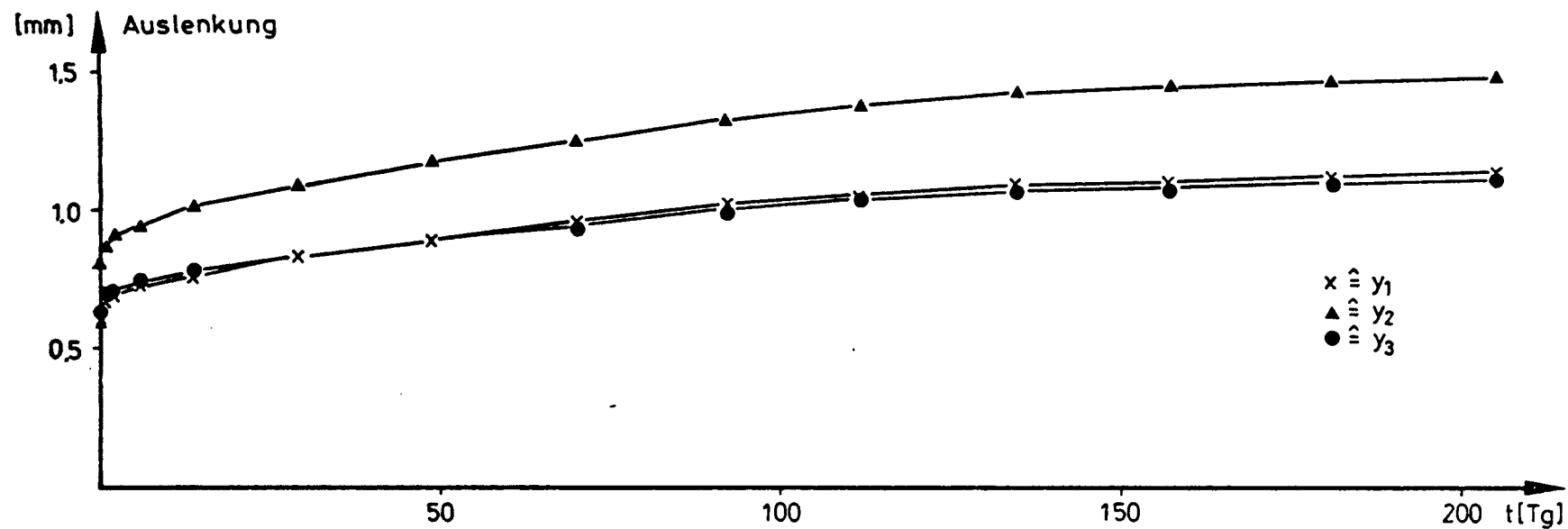


Bild Nr. 44 :

Zeitabhängige Verformungen bei Versuch L 6

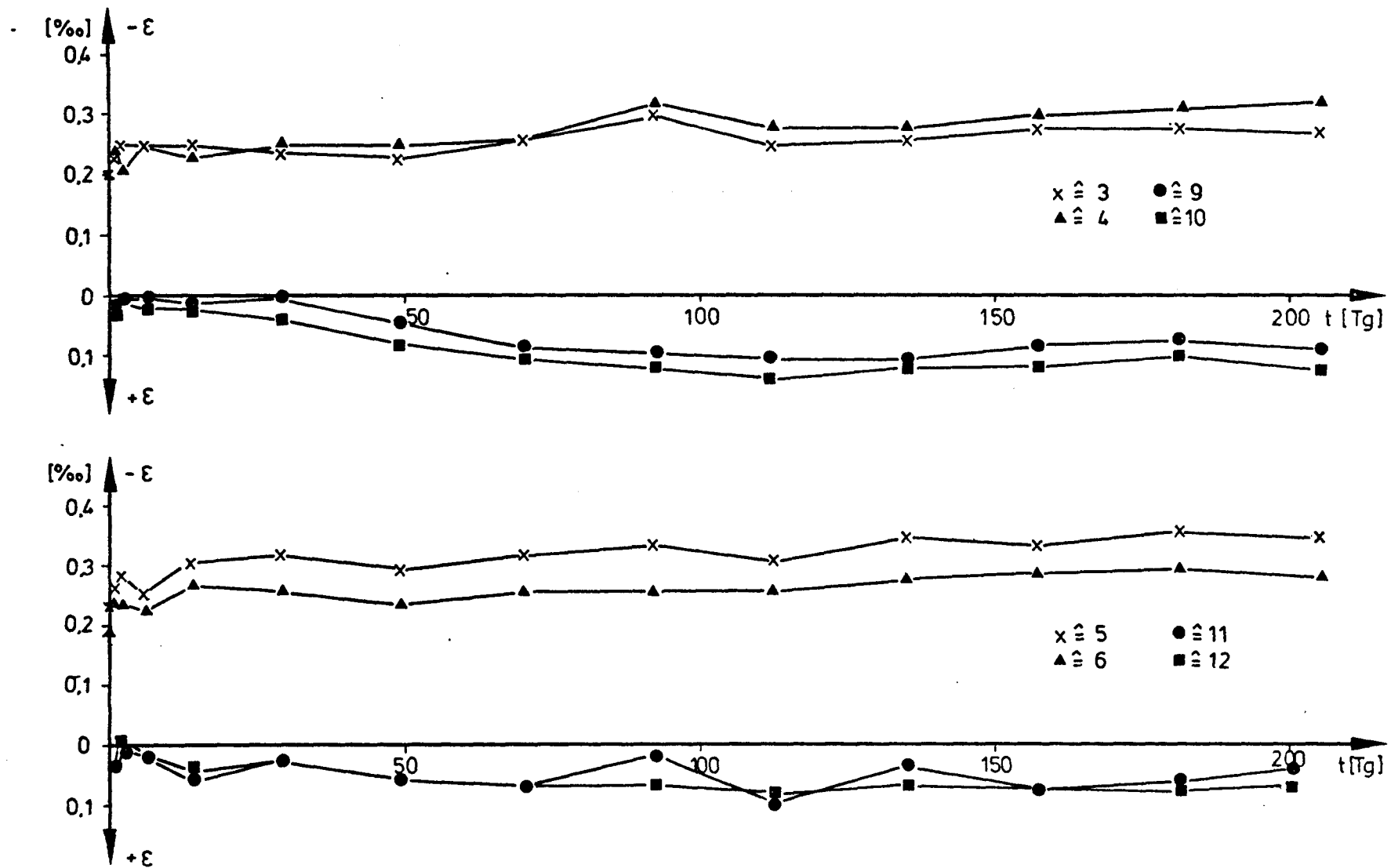


Bild Nr. 45 :

Zeitabhängige Verformungen bei Versuch L 6

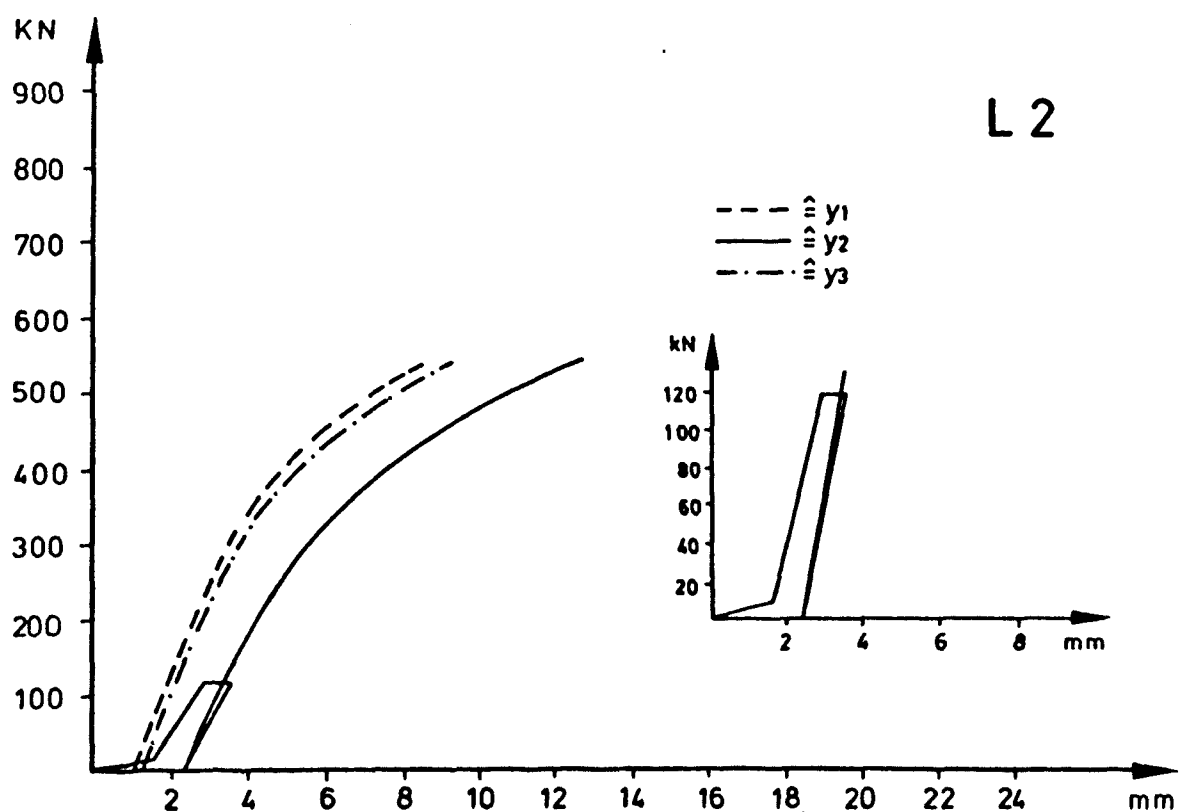
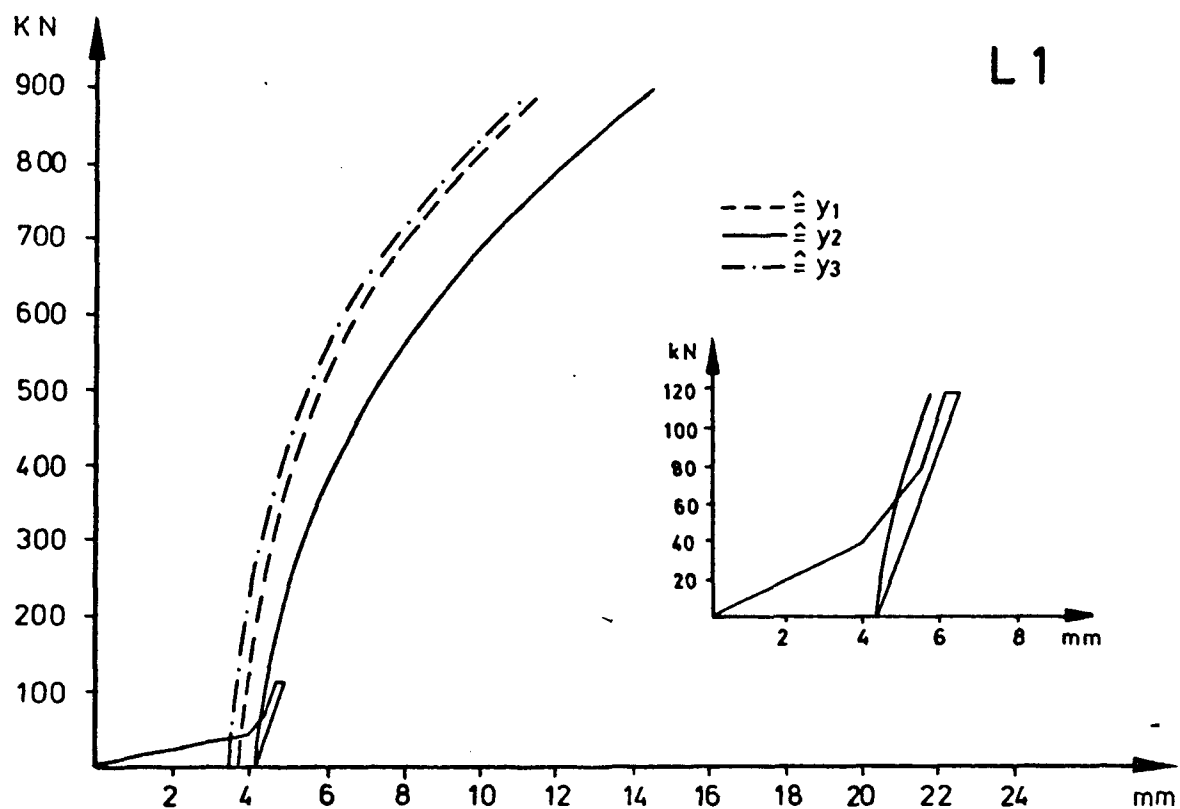


Bild Nr. 46 :

Durchbiegung als Funktion der Belastung bei L1u.L2

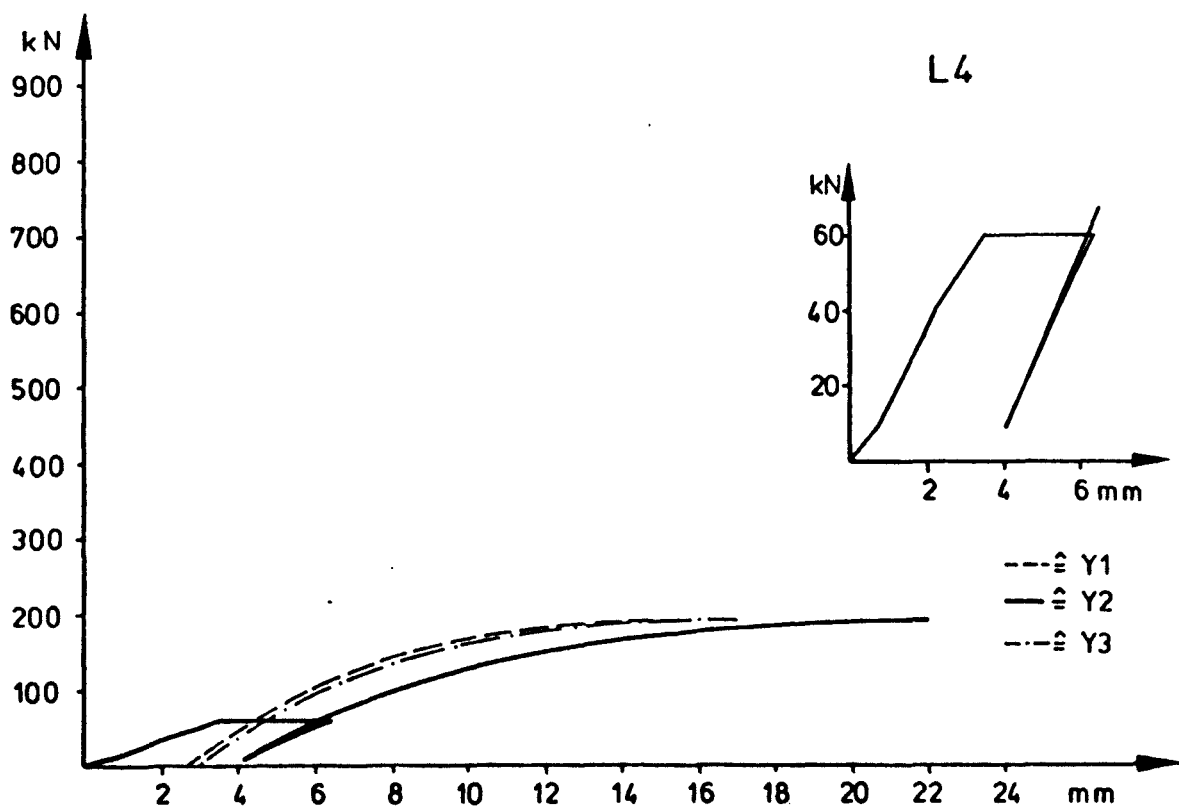
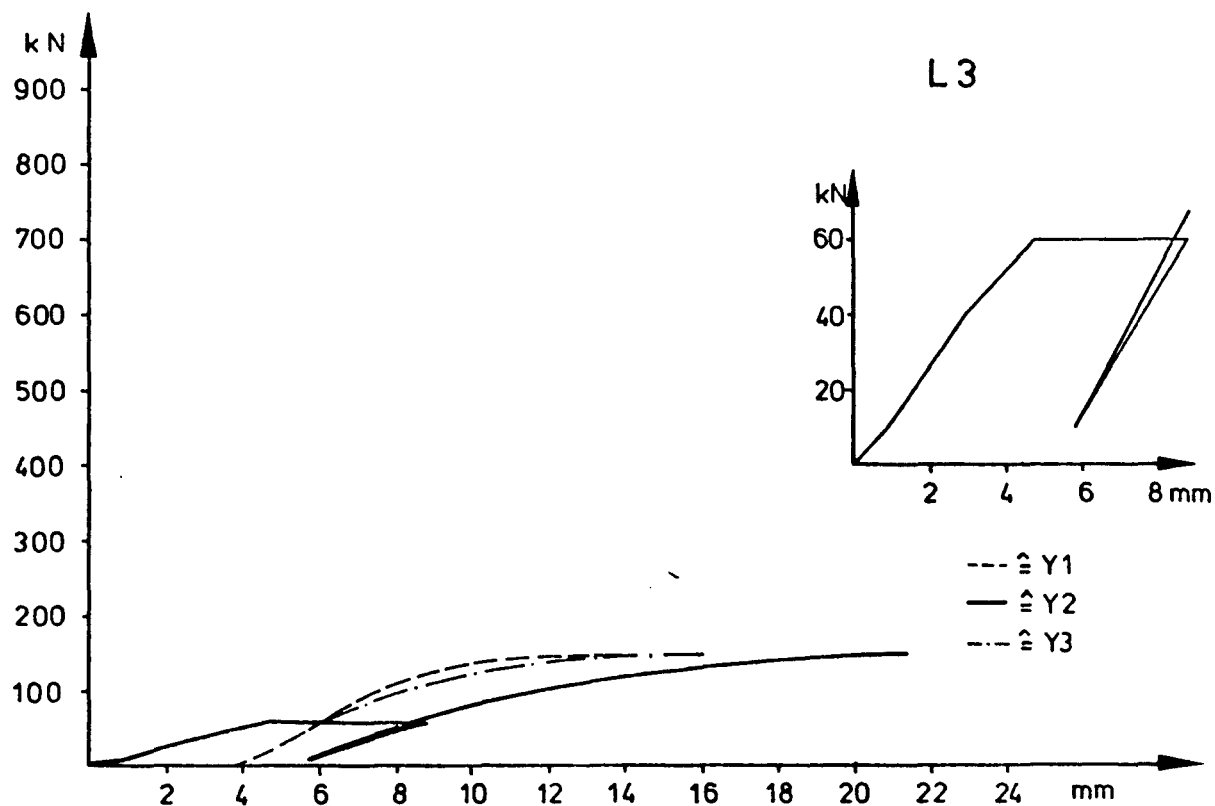


Bild Nr. 47:

Durchbiegung als Funktion der Belastung bei L3 u. L4

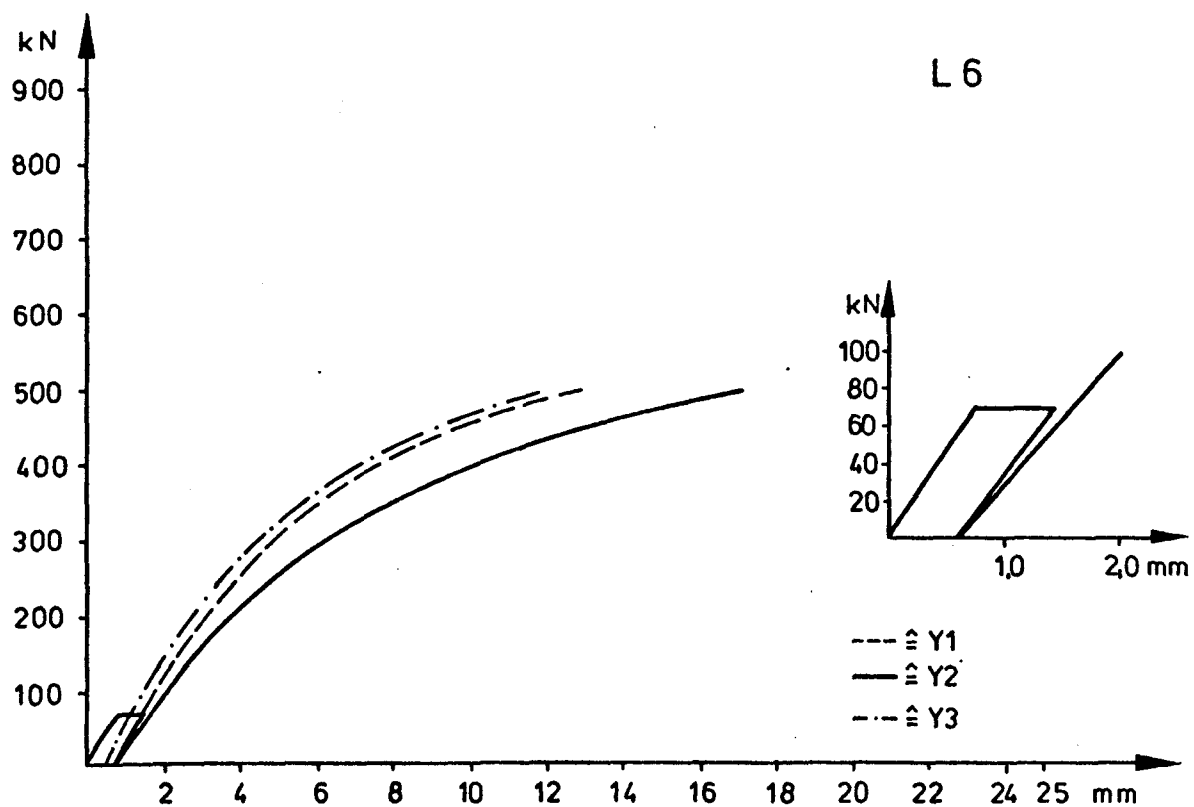
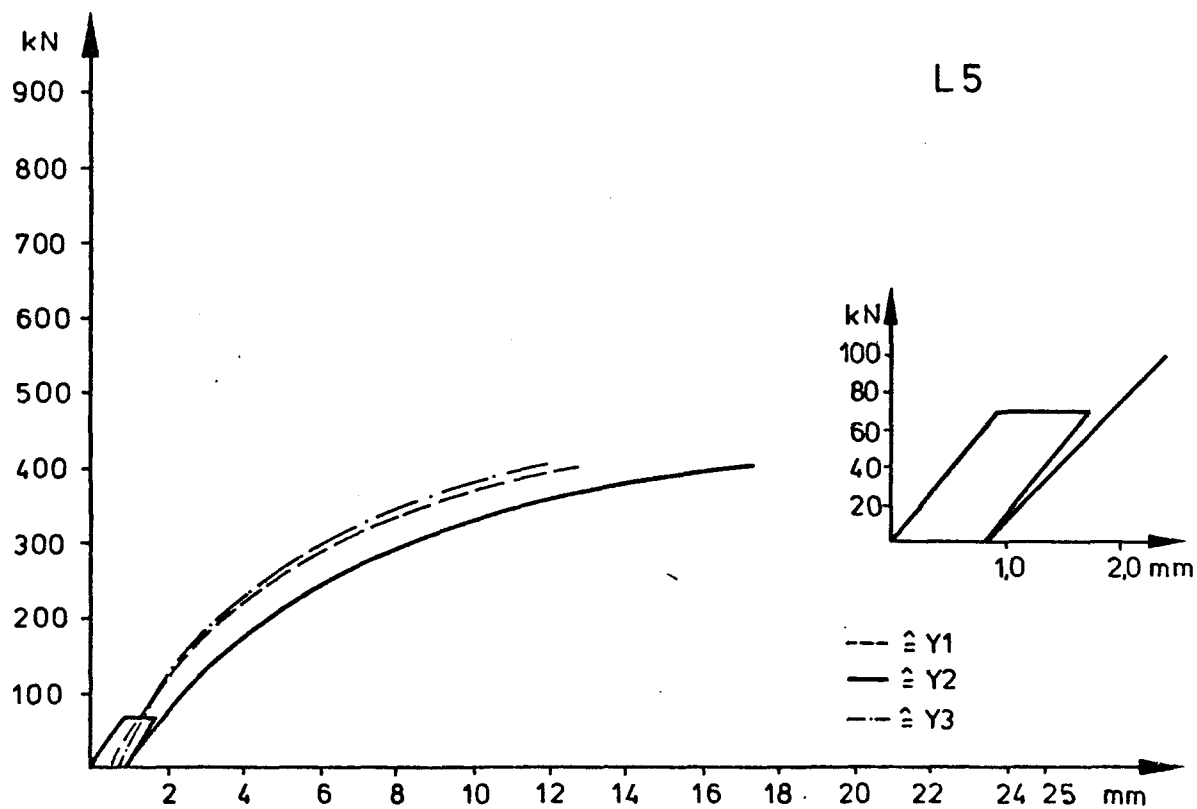


Bild Nr. 48:

Durchbiegung als Funktion der Belastung bei L 5 u. L 6

DIE MESSPUNKTE BEFINDEN SICH
IN DEN VIERTELPUNKTEN UND IN
PFEILERMITTE

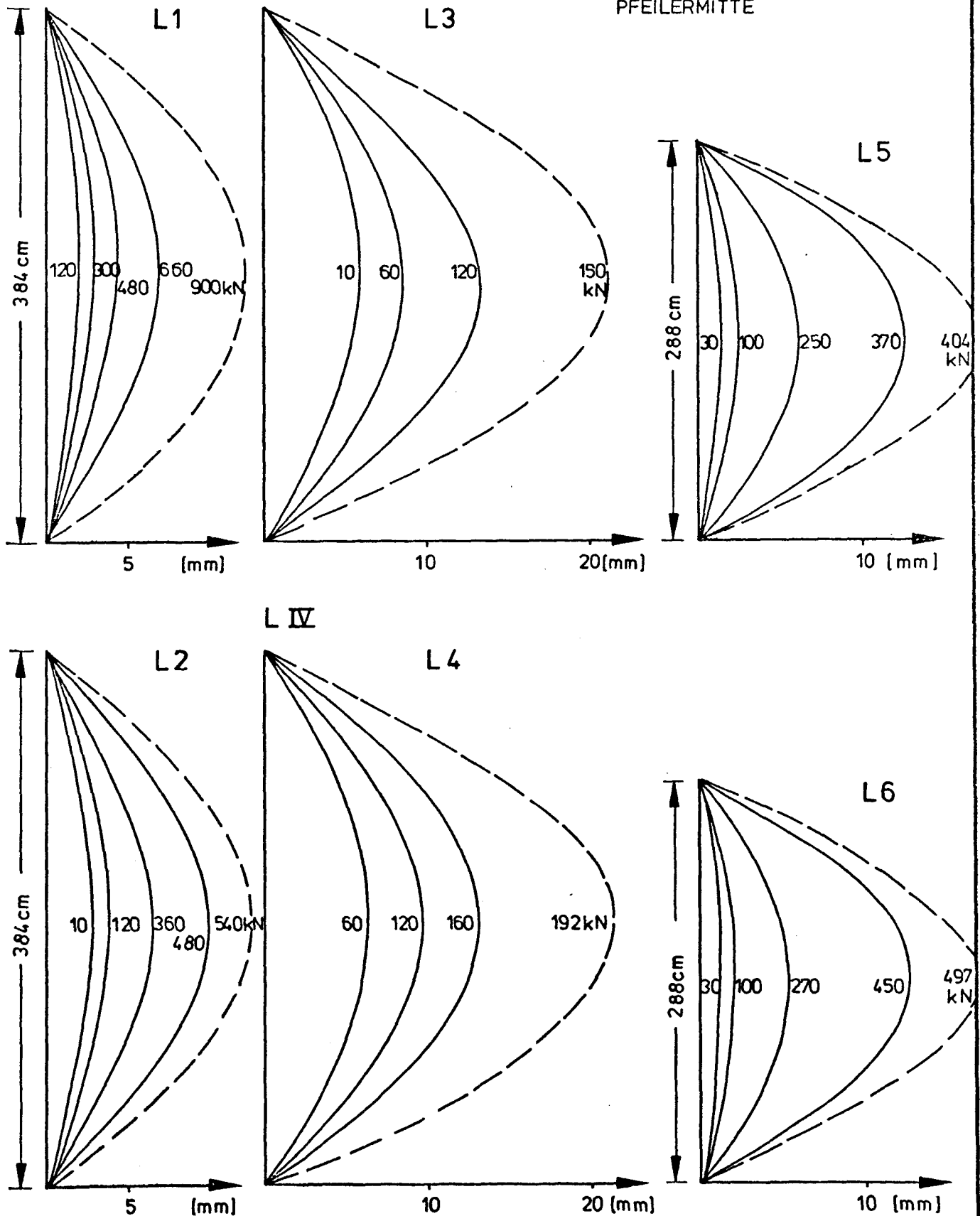


Bild Nr. 49:

Durchbiegungen der Langzeitstützen bei Belastung
bis zum Bruch

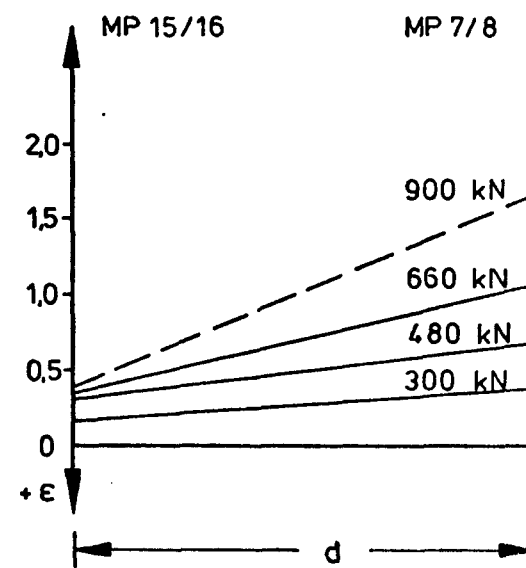
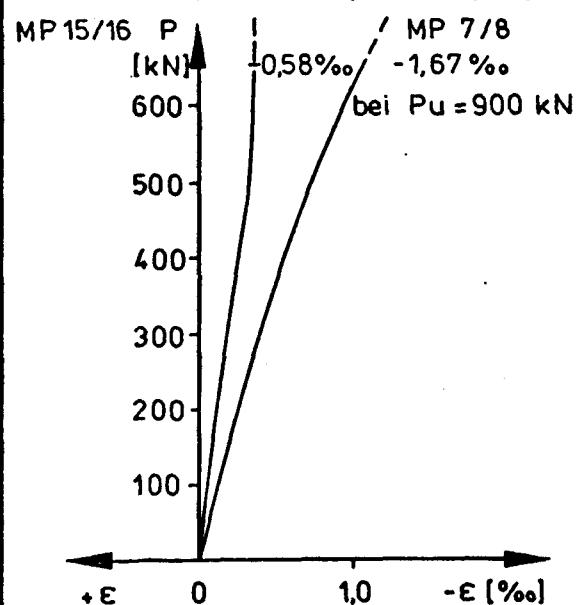
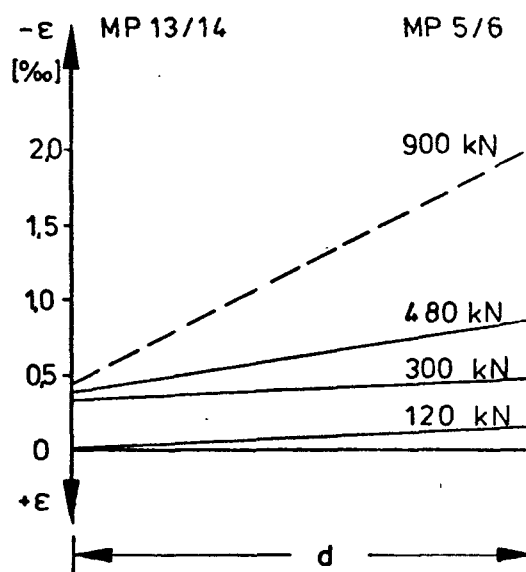
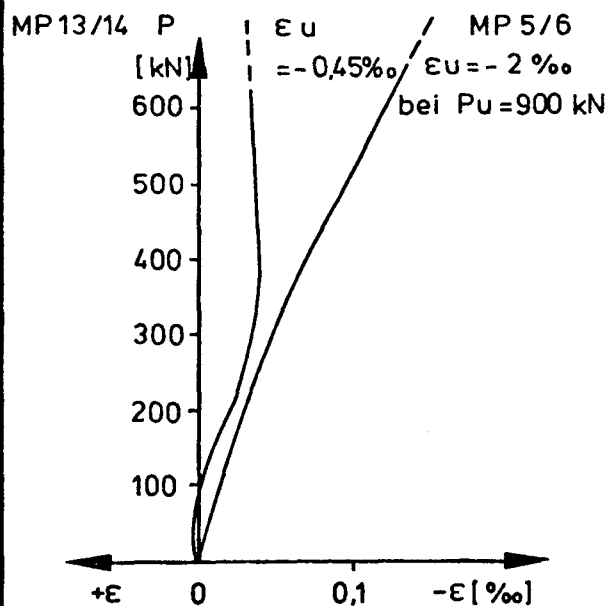
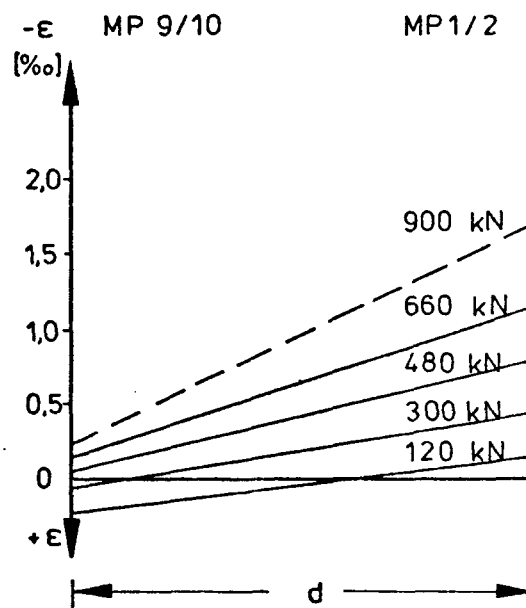
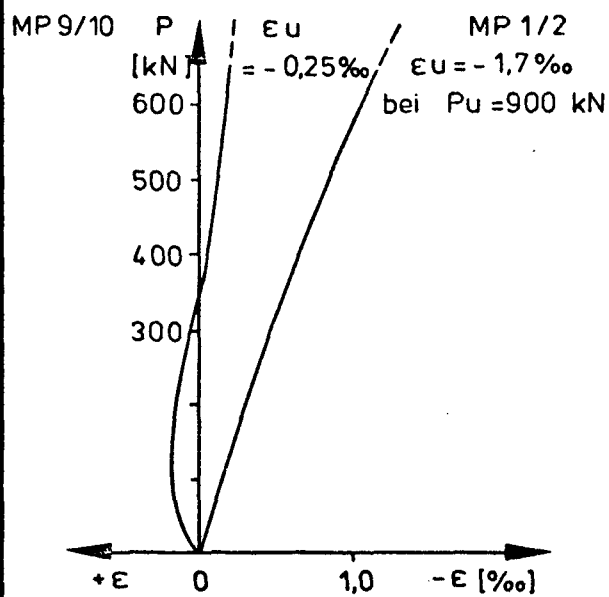


Bild Nr. 50:

Verformungen und Krümmungen bei Versuch L1

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

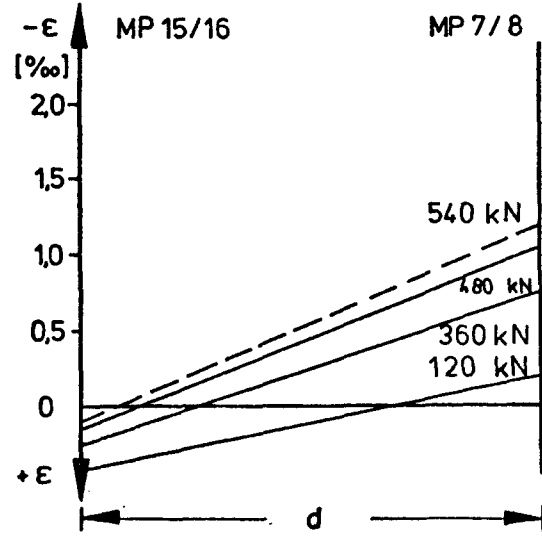
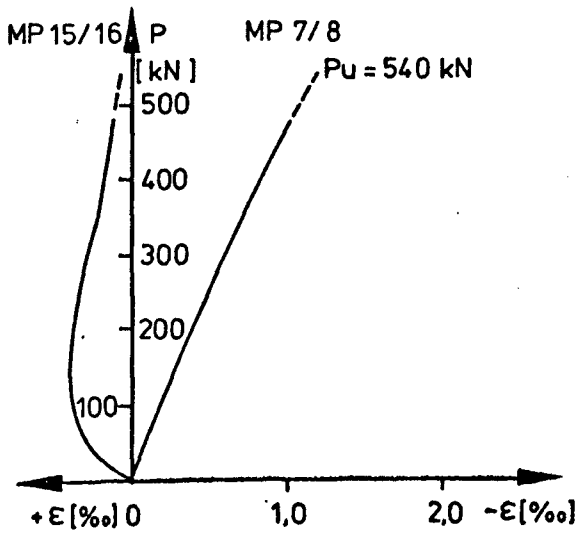
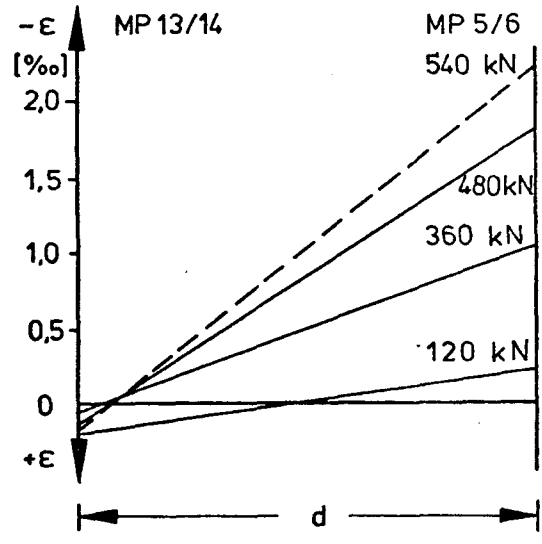
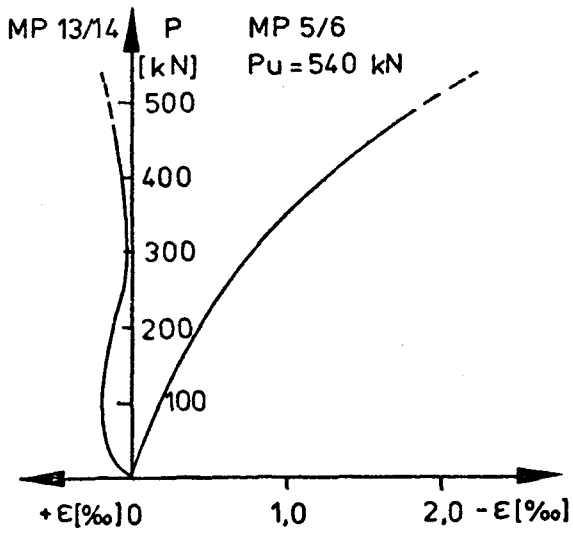
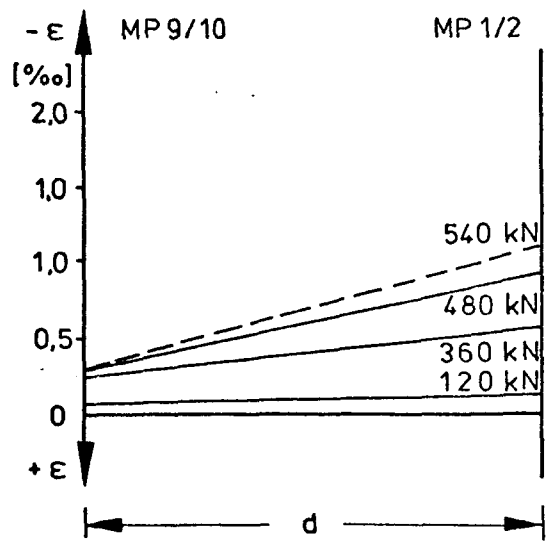
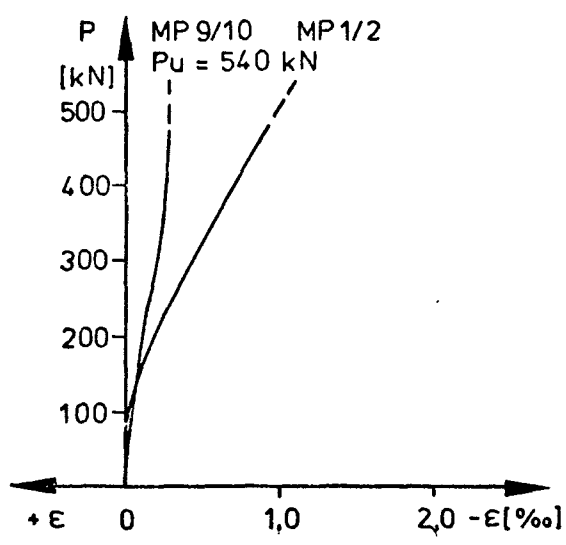
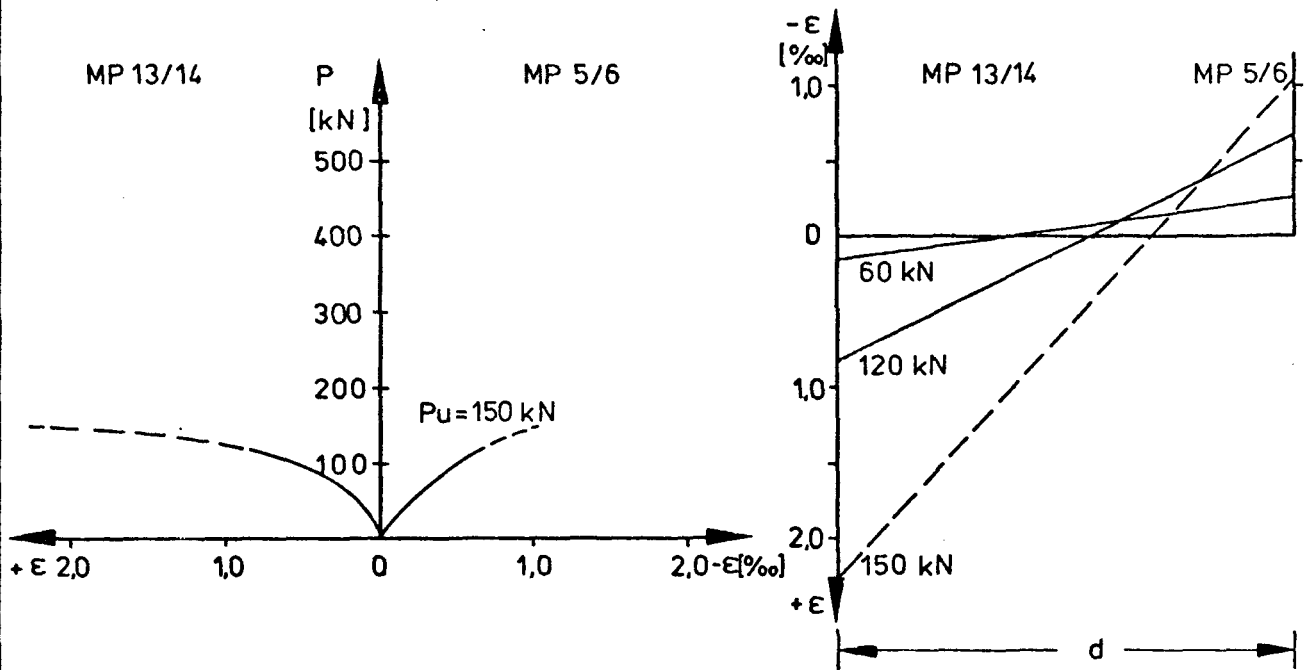
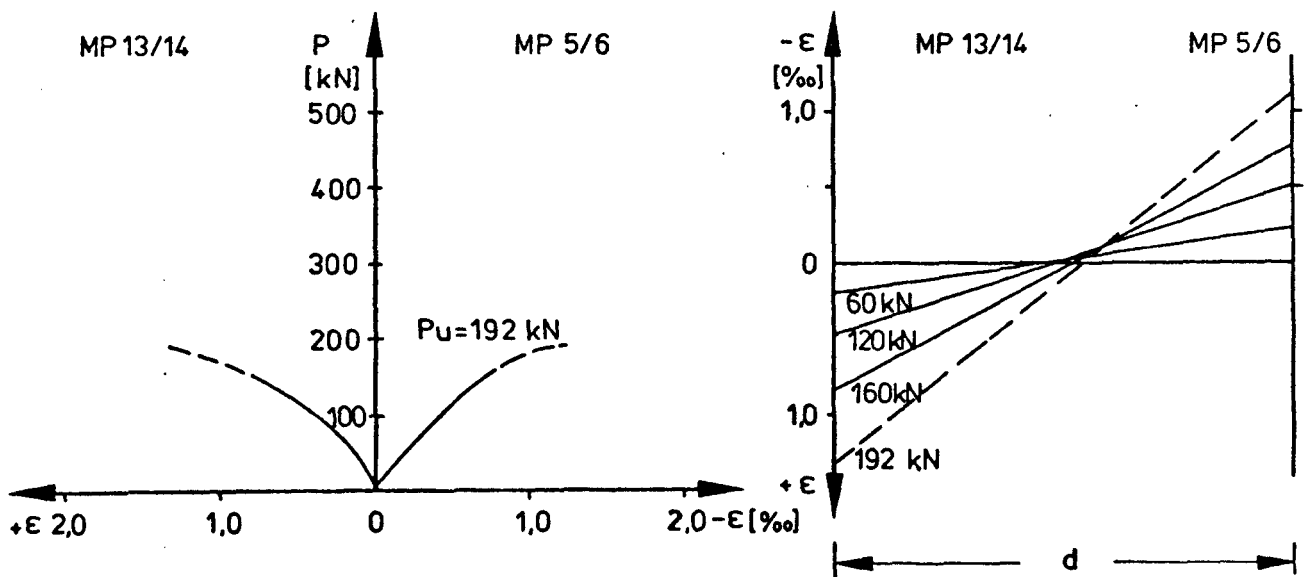


Bild Nr. 51: MP ≙ MESSPUNKT
Verformungen und Krümmungen bei Versuch L 2



Versuch L 3



Versuch L 4

Bild Nr. 52 :

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

Verformungen und Krümmungen bei Versuch L3uL4

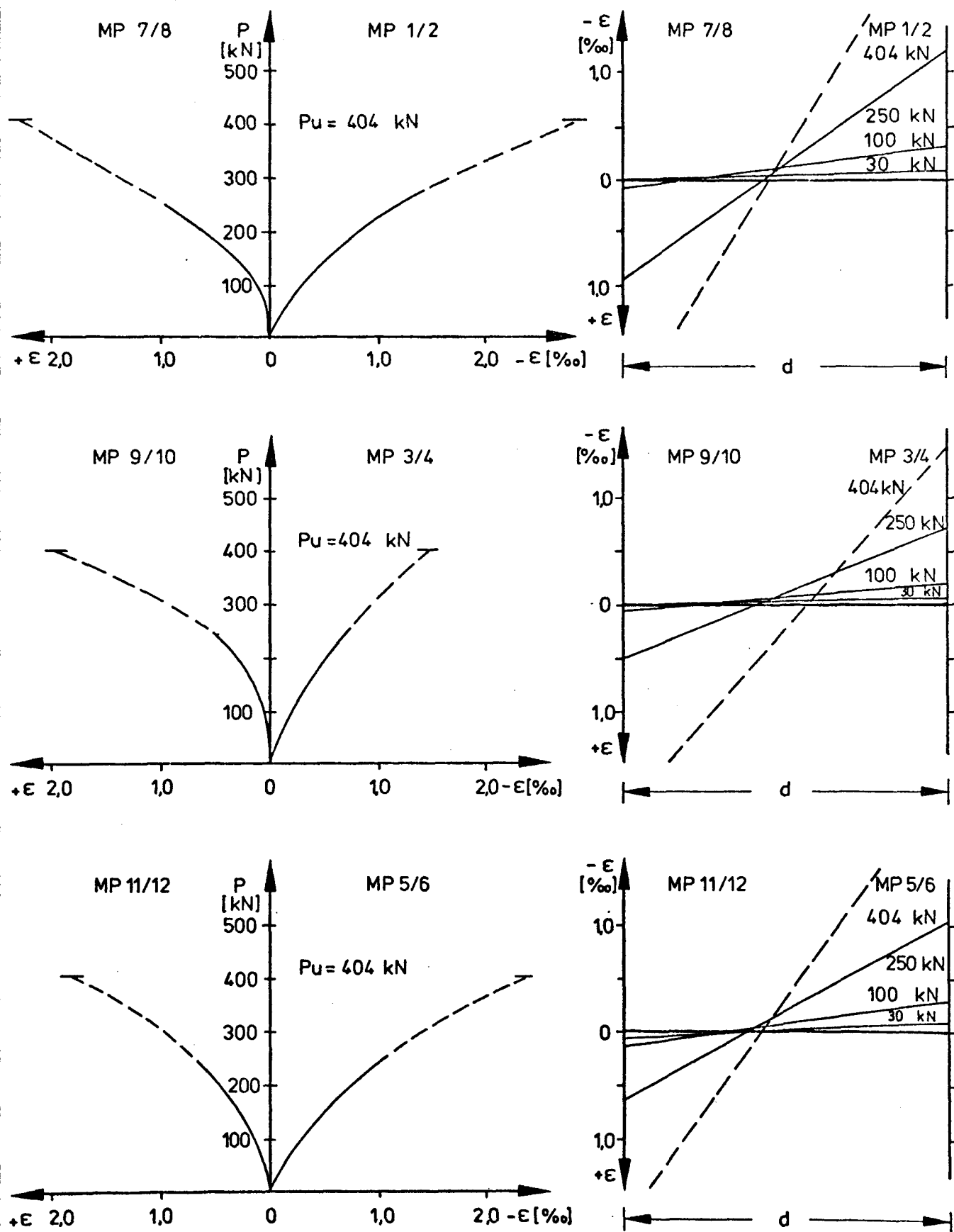


Bild Nr. 53:

Verformungen und Krümmungen bei Versuch L 5

MP $\hat{=}$ MESSPUNKT

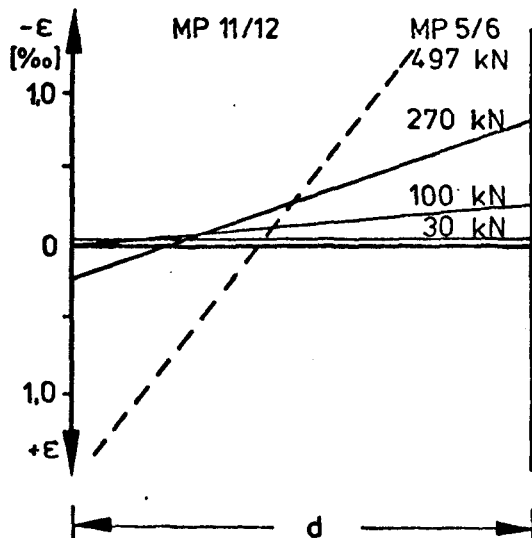
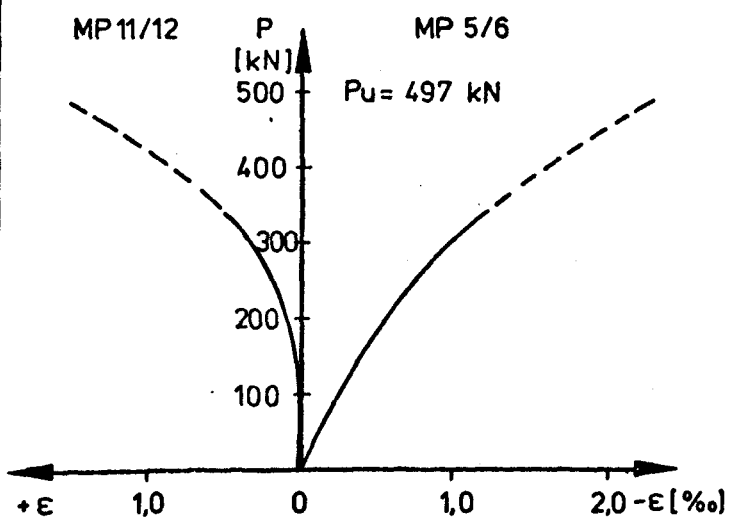
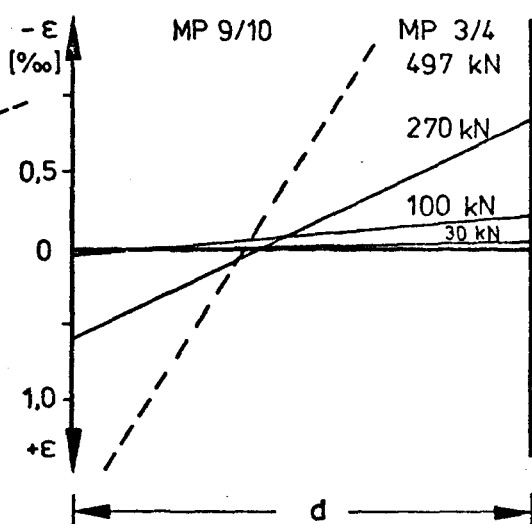
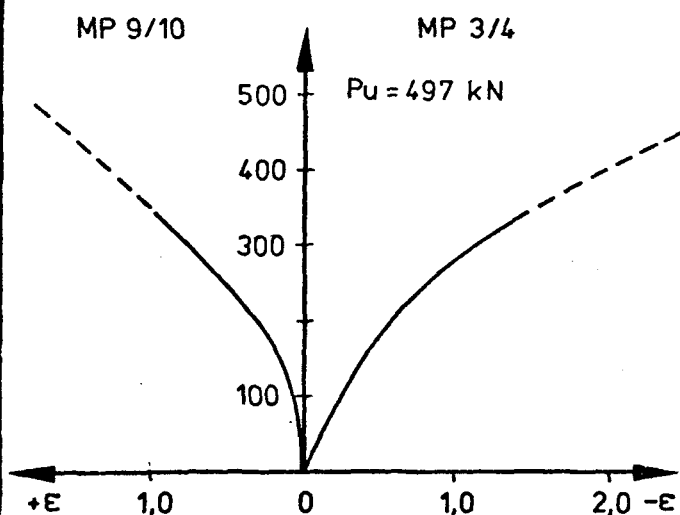
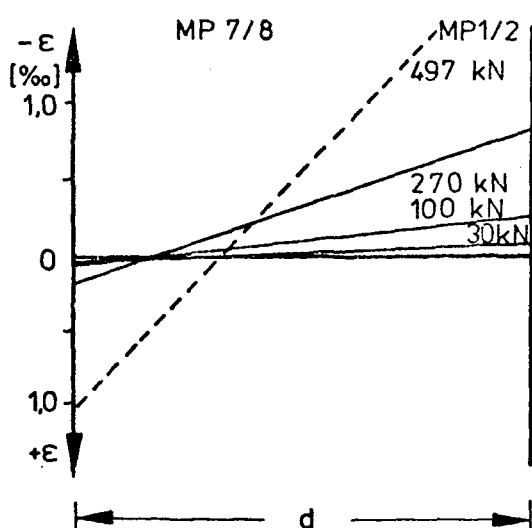
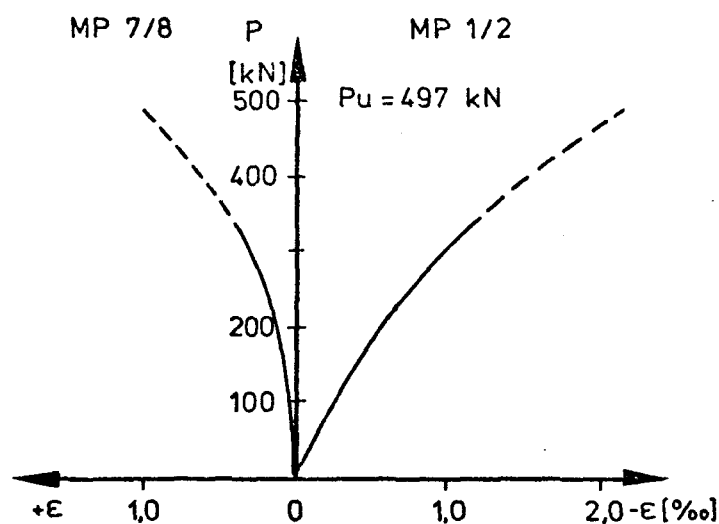


Bild Nr. 54:

MP ≙ MESSPUNKT

Verformungen und Krümmungen bei Versuch L6

Kurzbericht zum Forschungsvorhaben

"Das Tragverhalten schlanker Mauerwerkspfeiler unter Dauerlast unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses auf deren Stabilität"

1. Allgemeines

Zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens schlanker Mauerwerkspfeiler unter ausmittiger Dauerlast wurden in den Jahren 1975 bis 1978 am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig 6 Lang- und 6 Kurzzeitversuche mit entsprechenden Nebenversuchen durchgeführt.

Durch die Versuche sollte geklärt werden, inwieweit schlankheitsbedingte Verformungen unter Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen die Traglasten von ausmittig beanspruchten Mauerwerkspfeilern beeinflussen. Gleichzeitig sollte geprüft werden, ob die Versuchsergebnisse mit den nach DIN 1053 gültigen Bemessungsansätzen, die den Einfluß einer kriechbedingten Ausmitte nicht beinhalten, übereinstimmen.

2. Daten der Versuchskörper

Die gelenkig gelagerten Versuchsstützen hatten bei einem Querschnitt von $b/d = 36,5 \times 24$ cm Längen von 288 und 384 cm und lagen somit im Schlankheitsbereich $H/d = 12$ bis $H/d = 16$, wobei die bezogenen Ausmitten $e/d = 0,05$ und $e/d = 0,30$ betrugen. Es wurden Mauerziegel Mz 250 im Normalformat mit der zugehörigen Mörtelgruppe IIa verwendet. Die wichtigsten Daten der Kurz- und der Langzeitstützen sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

3. Versuchsdurchführung sowie Belastungs- und Meßeinrichtungen

Die Langzeitstützen wurden nach ~ 28 Tagen unter Dauerlast gesetzt. Die Höhe der Dauerlast lag bei 75 % der durch $\nu = 3,0$ dividierten Kurzzeitbruchlast. Die Last wurde mit Hilfe von Preßluft konstant gehalten. Jeweils 2 Stützen befanden sich in einem geschlossenen Belastungssystem, bestehend aus Zugstangen, Traversen, Pressen und Stahlplatten. Der Belastungszeitraum erstreckte sich über 137 bis 252 Tage im Klimaraum bei einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 65 %.

War kein wesentlicher Verformungszuwachs mehr festzustellen, wurden die Stützen entlastet, die Rückverformung abgewartet und dann erneut bis zum Bruch belastet.

In Pfeilermitte und in den Viertelpunkten wurden sowohl unter Dauerlast als auch beim Belasten bis zum Bruch die Durchbiegungen mittels Meßuhren sowie die Dehnungen und Stauchungen mit Hilfe von Setzdehnungsmeßgeräten gemessen.

4. Meßergebnisse

4.1. Spannungs-Dehnungsbeziehungen

Für rechnerische Vergleichsuntersuchungen wurden aus Messungen an parallel zu den Kurz- und Langzeitpfeilern hergestellten Nebenversuchskörpern die Spannungs-Dehnungsbeziehungen unter mittlerer Belastung ermittelt. Die Meßergebnisse wurden in Diagrammen zeichnerisch dargestellt.

4.2. Schwindverformungen

Die zur Ermittlung der σ - ϵ -Beziehungen benötigten Nebenversuchskörper wurden auch zu Schwindverformungsmessungen mit herangezogen. Der für Ziegelmauerwerk in der Literatur angegebene Wert $\epsilon = \pm 0,1$ ließ sich bestätigen.

4.3. Verformungen unter Kurzzeitbelastung

Die gemessenen Dehnungen und Stauchungen wurden als Funktion der Belastung aufgetragen. Dazu wurden die Dehnungsverläufe über die Querschnittsdicke d aufgetragen, um einen Aufschluß über den Beanspruchungszustand zu geben. Bezüglich des Bruchverhaltens gibt es deutliche Unterschiede zwischen den Stützen mit großer und kleiner Ausmitte (Versagen in Pfeilermitte und Viertelpunkt bzw. Versagen an den Pfeilerköpfen). Die Durchbiegungen sind sowohl über die Stablängen mit dem Parameter Laststufe als auch als Funktion der Belastung in Bildern aufgetragen.

| Ver- such | Belastungs- alter [Tage] | Knicklänge H [m] bzw. Dauerlast [KN] | Ziegeldruck- festigkeit [MN/m ²] | Mörtelfe- stigkeit min max [MN/m ²] | E-Modul aus Nebenversuch max min [MN/m ²] | Druck- festigk. ß max min [MN/m ²] | P _u gemessene Bruchlast d. Stütze [KN] |
|--------------|--------------------------------|---|--|---|---|---|---|
| K 1 | 34 | 3,84 | 24,7 | 3,57 4,28 | 9 149 | 11,58 | 450 |
| K 2 | 36 | 3,84 | 24,7 | 3,57 4,28 | | 9,84 | 680 |
| K 3 | 28 | 3,84 | 40,4 | 5,31 7,34 | 16 968 | 17,47 | 344 |
| K 4 | 28 | 3,84 | 40,4 | 6,27 7,14 | | 15,98 | 334 |
| K 5 | 28 | 2,88 | 24,7 | 3,70 4,96 | 7 149 | 11,58 | 219 |
| K 6 | 28 | 2,88 | 24,7 | 2,72 3,23 | | 9,84 | 200 |
| L 1 | 30 + 132 | 120 | 24,7 | 3,64 | 9 149 | 18,37 | 900 |
| L 2 | 29 + 132 | 120 | 24,7 | | | 9,84 | 540 |
| L 3 | 29 + 252 | 60 | 24,7 | 3,50 | 7 333 | 18,72 | 150 |
| L 4 | 28 + 252 | 60 | 24,7 | | | 10,25 | 192 |
| L 5 | 29 + 205 | 70 | 32,2 | 4,11 | 12 199 | 20,55 | 404 |
| L 6 | 28 + 205 | 70 | 32,2 | | | 13,70 | 497 |

Tabelle 1: Zusammenstellung der wichtigsten Daten der Kurz- und Langzeitversuche

| Bezeich- nung | H/d | e/d | P _{U,R} [KN] min max | P _{U,V} [KN] im Versuch | Bezeich- nung | P _{U,R} [KN] min max | P _{U,V} [KN] im Versuch |
|------------------|-----|------|--|---|------------------|--|---|
| K1, K2 | 16 | 0,05 | 539 | 450 und 680 | L1, L2 | 538 | 900 und 540 |
| | | | 621 | | | 792 | |
| K3, K4 | 16 | 0,30 | 239 | 344 und 334 | L3, L4 | 101 | 150 und 192 |
| | | | 216 | | | 123 | |
| K5, K6 | 12 | 0,30 | 192 | 219 und 200 | L5, L6 | 241 | 404 und 497 |
| | | | 190 | | | 293 | |

Tabelle 3: Nachrechnung der Kurz- und Langzeitversuche nach dem Verfahren von Kirtschig

| Schlankheit h/d Ausmitte e/d | Kurzzeitstützen | | | Langzeitstützen | | |
|---------------------------------------|-----------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------|---------------------------------|-------------|
| | Bezeichnung | gemessene Traglasten [kN] | Vergleichbare Traglasten [kN] | | gemessene Traglasten [kN] | Bezeichnung |
| | | | ↕ ↕ | | | |
| 16 0,05 | K 1 | 450 | 554 | 720 | 900 | L 1 |
| | K 2 | 680 | | | 540 | L 2 |
| 16 0,30 | K 3 | 344 | 222 | 171 | 150 | L 3 |
| | K 4 | 334 | | | 192 | L 4 |
| 12 0,30 | K 5 | 219 | 271 | 404 | 404 | L 5 |
| | K 6 | 200 | | | 497 | L 6 |

Tabelle 2: Traglastenvergleich Kurz-/Langzeitversuche

Tabelle 4: Überprüfung der Ausmitten in Stützenmitte

| Bezeichnung | $0,5 \cdot P_U$ [kN] | $10^3 \cdot K_m$ [1/m] | errechnete Ausmitte $e_{m,1}$ [cm] | $E \cdot I$ [kN·m ²] | errechnete Ausmitte $e_{m,2}$ [cm] | gemessene Ausmitte e_m [cm] |
|-------------|-------------------------|---------------------------|---|-------------------------------------|---|--|
| K 1 | 225 | 1,46 | 1,42 | 3392 | 1,36 | 1,37 |
| K 2 | 340 | 1,25 | 1,41 | 4495 | 1,39 | 1,45 |
| K 3 | 172 | 2,71 | 7,70 | 4866 | 7,77 | 7,72 |
| K 4 | 167 | 4,25 | 7,90 | 4174 | 7,76 | 7,86 |
| K 5 | 110 | 2,12 | 7,45 | 1906 | 7,65 | 7,48 |
| K 6 | 100 | 2,50 | 7,45 | 3355 | 7,43 | 7,50 |
| L 1 | 450 | 1,83 | 1,54 | 3075 | 1,62 | 1,47 |
| L 2 | 270 | 2,92 | 1,71 | 1496 | 1,75 | 1,47 |
| L 3 | 75 | 3,17 | 7,71 | 2975 | 7,55 | 7,77 |
| L 4 | 96 | 3,04 | 7,72 | 2837 | 7,67 | 7,68 |
| L 5 | 202 | 3,38 | 7,63 | 2753 | 7,78 | 7,57 |
| L 6 | 248 | 5,25 | 7,68 | 4705 | 7,58 | 7,61 |

| Bezeichnung | e_{φ} [cm] | e_u = $H/300$ [cm] | N_{φ} [kN] | φ aus Versuch | EI aus Versuch [kN·m ²] | 1. Rechnung $e_{K,1}$ [cm] | φ nach DIN 1053 | $\alpha \cdot \frac{EI}{E}$ nach DIN 1053 | 2. Rechnung $e_{K,2}$ [cm] | Versuch e_K [cm] |
|-------------|-----------------------|----------------------------|-----------------------|-----------------------------|--|----------------------------------|-------------------------------|---|----------------------------------|--------------------------|
| L 1 | 1,20 | 1,28 | 120 | 0,5 | 2286 | 0,11 | 0,75 | $\alpha = 1,0$ 2943 | 0,12 | 0,07 |
| L 2 | | | | | | | | | | 0,09 |
| L 3 | 7,20 | 1,28 | 60 | 1,0 | 2906 | 0,27 | 0,75 | $\alpha = 0,5$ 1472 | 0,42 | 0,40 |
| L 4 | | | | | | | | | | 0,29 |
| L 5 | 7,20 | 0,96 | 70 | 0,7 | 3729 | 0,09 | 0,75 | $\alpha = 1,0$ 2943 | 0,12 | 0,08 |
| L 6 | | | | | | | | | | 0,07 |

Tabelle 5: Überprüfung der Kriechverformungen

Kennzeichnend ist das Materialversagen bei K1, K2, K5 und K6 sowie das Stabilitätsversagen bei K3 und K4.

4.4. Verformungen der Langzeitstützen

Bei der Langzeitserie wurden zunächst die elastischen Verformungen unter Dauerlast wiedergegeben, hierauf folgt eine Darstellung der zeitabhängigen Verformungen. Die Stützen L1/L2 konnten nach 132 Tagen entlastet werden. Bei diesen Stützen trat der Hauptanteil der Kriechverformungen in den ersten Stunden nach der Wiederbelastung ein. Bei L3/L4 erstreckten sich die Kriechverformungen bei relativ großen Anfangsverformungen fast über die gesamte Belastungszeit von 240 Tagen. Die Verformungen der Stützen L5/L6 nahmen nahezu kontinuierlich bis zur Entlastung nach 205 Tagen zu. Es wurde für L1/L2 der Wert $\Psi \sim 0,5$, für L3/L4 der Wert $\Psi \sim 1,0$ und für L5/L6 der Wert $\Psi \sim 0,7$ ermittelt.

Die als Funktion der Belastung aufgetragenen Durchbiegungen deuten bei den Stützen L1/L2 auf Materialversagen, bei L3/L4 auf Stabilitätsversagen. L5/L6 liegen im Übergangsbereich dieser beiden Versagensarten.

Dehnungen und Stauchungen wurden als Funktion der Belastung in Diagrammen aufgetragen. Bei L3/L4 begann das Versagen mit Rißbildung in Stützenmitte. Trotz vereinzelter Rißbildung am Stützenkopf bzw. -fuß bei relativ hohen Lasten versagten L1/L2 durch Erreichen der Bruchstauchung in Pfeilermittle. Kennzeichnend für L5/L6 waren früh auftretende Risse in den Lagerfugen, sowohl in Feldmitte als auch in den Viertelpunkten.

5. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Versuchswerte

5.1. Traglastvergleich Lang-/Kurzzeitversuche

Die gemessenen Traglasten der Kurz- und Langzeitserien können verglichen werden, wenn man die unterschiedlichen Ausgangsfestigkeiten eliminiert. Es zeigt sich, daß infolge der Überlagerung der traglastmindernden Einflüsse aus der Dauerbelastung mit den traglaststeigernden Einflüssen aus der Mauerwerksnacherhärtung nur bei den Stützen L3/L4 ein Traglastabfall von $\sim 23 \%$ zu verzeichnen ist. Bei den anderen Versuchen überwiegt die Traglastzunahme infolge Mauerwerksnacherhärtung (s. Tabelle 2).

Betrachtet man allein den Einfluß der Dauerbelastung auf die Traglasten, so ist das Abfallen der Traglast bei $H/d = 16$ und $e/d = 0,3$ mit $\sim 50 \%$ am größten. Hierbei scheint die Schlankheit mehr Gewicht zu besitzen, weil der theoretische Traglastversuch für $H/d = 16$ und $e/d = 0,05 \sim 25 \%$ beträgt, während für $H/d = 12$ und $e/d = 0,3$ ein Abfallen der Traglast nicht mehr festzustellen ist.

5.2. Vergleich der Versuchstraglasten mit rechnerisch ermittelten Traglasten

Für diese Nachrechnungen wird das Verfahren von Kirtschig gewählt, wobei zu bemerken ist, daß zur Bestätigung des Verfahrens im Bereich großer Schlankheiten noch keine ausreichende Anzahl von Versuchen vorhanden ist. Es werden hierbei mini- und maximale E-Moduli und Bruchfestigkeitswerte β aus den Nebenversuchen sowie eine parabel-rechteckförmige σ - ϵ -Beziehung angesetzt. Die Übereinstimmung Rechnung/Versuch ist bei den Stützen K1, K2, K5, K6 sowie L1 und L2 zufriedenstellend. Bei den übrigen Stützen sind die Abweichungen relativ groß. Stets lagen die rechnerischen Werte niedriger als die im Versuch ermittelten (s. Tabelle 3), befanden sich aber auf der "sicheren Seite".

5.3. Rechnerische Überprüfung der gemessenen Mittendurchbiegungen

Anhand von Näherungsformeln werden die gemessenen Mittendurchbiegungen für die Laststufe $P_u/2$ einmal über die Krümmungen mit der Beziehung

$$e_m = H^2/10 (K_m + K_e/4) + e_e,$$

zum anderen über die Ermittlung von Ersatzsteifigkeiten

$$EI_{ers} = \frac{\int_0^H M(x) dx}{\int_0^H K(x) dx}$$

mit der Beziehung

$$e_m = e_e = 1/\cos \varphi/2$$

überprüft. Dabei sind e_m und e_e die Mitten- bzw. Endausmitten, K_m und K_e die entsprechenden Krümmungen und $\varphi = H \cdot \sqrt{P_u/2/(EJ)_{ers}}$. Die Übereinstimmung der gemessenen mit den rechnerisch ermittelten Verformungen ist zufriedenstellend (s. Tabelle 4).

5.4. Näherungsweise Ermittlung der Kriechverformungen

Es wurde versucht, die infolge der Dauerbelastung auftretenden zusätzlichen Durchbiegungen mit Hilfe der aus dem Stahlbetonbau bekannten Näherungsformel

$$e_K = (e_\varphi + e_u) \left[e^{\frac{\varphi}{\psi-1}} - 1 \right]$$

zu ermitteln. Die Kriechverformungen e_K wurden zunächst unter Ansatz der $(EI)_{\text{ers}}$ -Werte zu den Nebenversuchen sowie den gemessenen φ -Werten berechnet. Dabei wurde $\psi = \pi^2 \cdot (EI)_{\text{ers}} / H^2 \cdot N\varphi$ und $e_u = H/300$ eingesetzt. Zum Vergleich wurden die e_K -Werte außerdem mit den E_v - und φ -Werten nach DIN 1053 ermittelt. Die rechnerisch erhaltenen Werte wurden den gemessenen gegenübergestellt. Die Vergleichsrechnungen zeigen, daß es bei geeigneter Wahl von Ersatzsteifigkeiten möglich ist, die Kriechverformungen schlanker, ausmittig beanspruchter Mauerwerkspfeiler näherungsweise zu ermitteln (s. Tabelle 5).

6. Wertung der Versuchsergebnisse

6.1. Übertragbarkeit der Ergebnisse

Die hier durchgeführten Versuche beziehen sich auf Mauerziegel Mz 250 mit zugehöriger Mörtelgruppe IIa. Eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Mörtelfestigkeitsklassen erscheint möglich. Für andere Steinarten gilt das nicht ohne weiteres. So dürften die hier gewonnenen Ergebnisse für Kalksandsteine begrenzt übertragbar sein, da sie nur eine gegenüber Mauerziegeln höhere Kriechzahl, dafür aber relativ kleine Schwankungen im Verformungsmodul E_v aufweisen. Nicht übertragbar erscheinen die Ergebnisse dagegen für Mauerwerk aus Leicht- und Gasbetonsteinen, da bei einem relativ hohen φ -Wert die Werte für den E-Modul beachtlich streuen und noch nicht alle Formänderungswerte bekannt sind.

6.2. Schlußfolgerung für die Traglastermittlung nach DIN 1053

Trotz der geringen Anzahl der Versuche und der unvermeidbaren Streuung in den Meßwerten läßt die Auswertung erkennen, daß es bei den bisher nach DIN 1053 Blatt 1 gültigen Schlankheits- und Ausmittengrenzen gerechtfertigt erscheint, den Einfluß des Kriechens zu vernachlässigen, zumal die schlankheitsabhängigen zulässigen Lasten weit auf der sicheren Seite liegen.

6.3. Schlußfolgerungen im Hinblick auf Ingenieurmauerwerk

Will man höhere Schlankheiten unter ausmittiger Belastung zulassen, so kann der Einfluß der Dauerbelastung auf die Traglast nicht mehr vernachlässigt werden. Erhöht man die zulässigen Schlankheitsgrenzen zunächst nur um ein begrenztes Maß, so ließe sich der traglastmindernde Einfluß des Kriechens z. B. in Form einer Vergrößerung der Lastausmitte berücksichtigen.

Generell sind aber zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens schlanker Mauerwerksdruckglieder unter ausmittiger Kurz- und Langzeitbelastung weitere Versuche - insbesondere mit unterschiedlichen Steinarten im Schlankheitsbereich $H/d \geq 16$ - dringend erforderlich, da geeignete Rechenverfahren zur Traglastermittlung nur durch eine ausreichende Anzahl von Versuchen bestätigt bzw. verbessert werden können.

Kurzfassung zum Abschlußbericht über das Forschungsvorhaben

"Das Tragverhalten schlanker Mauerwerkspfeiler unter Dauerlast unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses auf deren Stabilität"

Dieser Abschlußbericht faßt die wichtigsten Ergebnisse der in den Jahren 1975 bis 1978 am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Traglastversuche an ausmittig belasteten, schlanken Mauerwerkspfeilern zusammen.

Es handelt sich um 6 Langzeitversuche mit zugehörigen Kurzzeit- und Nebenversuchen. Bei einem Querschnitt von $b/d = 36,5 \times 24$ cm und gelenkiger Lagerung lagen die Schlankheiten im Bereich $H/d = 12$ bis 16, die Ausmitten im Bereich $e/d = 0,05$ bis 0,3. Die Höhe der Dauerlast betrug 75 % der Gebrauchslast. Der Belastungszeitraum erstreckte sich über 137 bis 252 Tage. Als Material wurden Mauerziegel der Güte Mz 250 (Mörtelgruppe IIa) verwendet. Im wesentlichen wurden Ausbiegungen und Längenänderungen jeweils in Pfeilermitte und in den Viertelpunkten in Abhängigkeit von der Zeit und der Belastung gemessen.

Die Auswertung zeigte, daß sich traglastmindernde Einflüsse aus Dauerlast mit traglaststeigernden aus Mauerwerksnacherhärtung überlagern können; nur bei 2 Stützen war ein Traglastabfall von 15 % zu verzeichnen.

Die rechnerische Überprüfung der Bruchlasten nach dem Verfahren von Kirtschig zeigt relativ gute Übereinstimmung mit Ausnahme von $H/d = 16$ und $e/d = 0,3$. Vergleichsuntersuchungen bezüglich der Verformungen machen deutlich, daß es bei geeigneter Steifigkeitsannahme für den hier gewählten Parameterbereich möglich ist, sowohl die Ausbiegungen als auch die Kriechverformungen der Mauerwerkspfeiler näherungsweise zu ermitteln. Der in DIN 1053 angegebene Kriechbeiwert von $\varphi = 0,75$ konnte bestätigt werden. Hierbei können Rechenverfahren des Beton- und Stahlbetonbaus unter Berücksichtigung geeigneter Formänderungskennwerte für Mauerwerk verwendet werden.

Trotz der geringen Anzahl der Versuche läßt die Auswertung erkennen, daß es bei den bisher nach DIN 1053 gültigen Schlankheits- und Ausmittengrenzen noch gerechtfertigt erscheint, den Einfluß des Kriechens bei der Bemessung zu vernachlässigen. Das Ergebnis ist übertragbar auf andere Festigkeitsklassen. Eine Übertragung auf andere Steinarten - wie z. B. Kalksandsteine - erscheint nur begrenzt möglich.

Neue Bezeichnung: INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
DIREKTOREN: PROF.DR.-ING.K.KORDINA · PROF.DR.-ING.F.S.ROSTASY

Braunschweig, 29.11.1979
- Ki/Efb -

Le comportement de poteaux élancés en maçonnerie soumis à une charge de longue durée en considération des effets de fluage sur leur stabilité.

R E S U M É

Le rapport final résume les résultats essentiels des essais de force portante de poteaux élancés en maçonnerie accomplis au "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz" de l'Université Technique de Braunschweig pendant les années 1975 jusqu'à 1978.

Il s'agit de 6 essais de longue durée accompagnés par des essais correspondants de courte durée et des essais accessoires. Les poteaux articulés aux deux extrémités avaient une section rectangulaire de $b/d = 36,5/24$ cm. L'élancement des poteaux se trouvait entre $H/d = 12$ et 16 , les excentricités étaient $e/d = 0,05$ jusqu'à $0,3$. Les briques appliquées avaient une résistance à la compression de 25 N/mm^2 et le mortier une telle de 5 N/mm^2 . La charge de longue durée montait à 75% de la charge d'utilisation. Les flèches des poteaux et les déformations sont mesurées en fonction du temps et du chargement.

L'évaluation des essais montre que les effets des charges de longue durée, qui abaissent la capacité des poteaux, sont superposés par le durcissement de la maçonnerie augmentant la capacité pendant le temps ainsi que seulement 2 poteaux montraient une réduction de la capacité portante de 15%.

Les évaluations de la charge portante selon la méthode de calcul de KIRTSCHIG sont en conformité satisfaisante avec les résultats d'essais à l'exception du cas $H/d = 16$ et $e/d = 0,3$. Les calculs de comparaison montrent que cette méthode permet de déterminer approximativement aussi la flèche des poteaux en maçonnerie et

- 2 -

Postsendungen:
Beethovenstraße 52, 3300 Braunschweig
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (05 31) 381 22 81

Fernschreiber: 9 52 686 lbatb d
Telegrammadresse: MPA Braunschweig

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

les déformations à cause du fluage, si des rigidités propres correspondant aux paramètres considérés sont adoptées. Les méthodes de calcul usuelles pour les poteaux en béton sont aussi applicables pour les poteaux en maçonnerie; en cas donné le coefficient de fluage $\gamma = 0,75$ s'appliquait.

Malgré le nombre des essais est d'une étendue circonscrite, il peut être constaté que les effets de fluage peuvent être négligés dans la calcul dans la domaine d'élançement et d'excentricité considérée. Les résultats s'appliquent aussi aux briques d'une résistance différente. La transmissibilité des résultats aux briques d'autre sorte - p.e. briques silicocalcaires - est seulement possible avec prudence.

Summary of the final report of the research referring to
"The Behaviour of Slender Brickwork Columns under Enduring Load
Regarding the Effect of Creep on their Stability"

The inquiry on this subject includes 6 longterm tests with corresponding shortterm and other additional tests. The columns jointed at both ends, had a cross-section of $b/d = 36.5 \times 24$ cm, a slenderness of $H/d = 12$ and 16 and an eccentricity of $e/d = 0.05$ and 0.3 . The permanent load amounted 75% of the design load and was applied in a period of 137 to 252 days. The materials for building the columns were bricks with a compressive strength of 25 N/mm^2 and mortar with a compressive strength of 5.0 N/mm^2 . Subject to load and time deflections and strains were measured in every fourth part of the columns' length.

The evaluation shows that the load capacity decreasing influence of enduring load is overlapped with the increasing influence of time-dependent hardening of the brickwork; where the latter influence is more considerable.

The computation of the failure load using the method of Kirtschig shows good coincidence with the test results, except $H/d = 16$ and $e/d = 0.3$. Presumed the stiffness is selected carefully comparisons referring to the deflections show clearly that the load deflection as well as the creep deflection can be computed successfully with the usual methods of concrete design. The amount of the creep factor γ was 0.75 .

The results are transferable on brickwork with other compressibility but can not be transferred on other types of bricks such as sand-line bricks.

Braunschweig, 29th November 1979

- Ki/Efb -